

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. F. SCHLEICHER / DORTMUND

MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

27. JAHRGANG

FEBRUAR 1952

HEFT 2

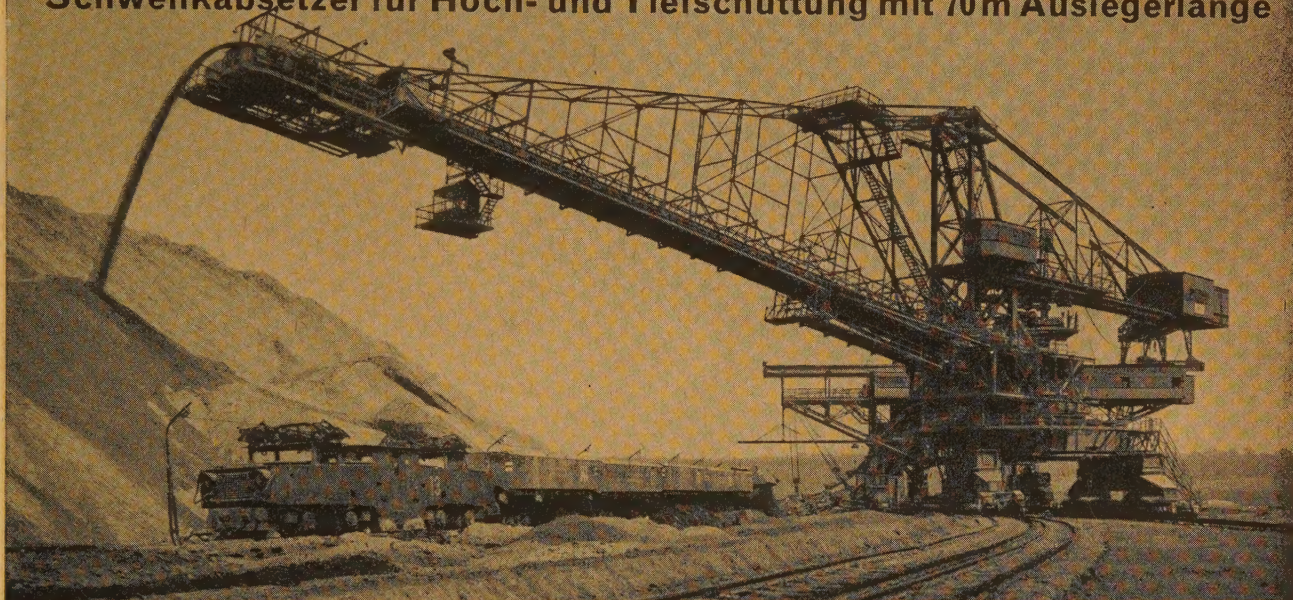
INHALT:

Ausgleich der Bergsenkungen am Rhein-Herne-Kanal.
Von Regierungs- und Baurat F. J. Stall, Duisburg 41
Umgehung der Iteration beim Crossschen Verfahren.
Von Dipl.-Ing. Günter Raczat, Hagen (Westf.) 49
Kabelkran für die Zementfabrik der Rhein.-Westfäl.
Kalkwerke in Dornap. Von Dr.-Ing. W. Franke,
Frankfurt/M. 52
Zur Theorie der plastischen Knickung, Von Uku
Müllersdorf, Zivilingenieur, Stockholm 57

Kurze Technische Berichte:

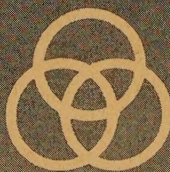
Begriffe der Sicherheit bei Ingenieurbauten..... 61
Schwimmende Senkkästen der Yorktown-Brücke
werden im schnell fließenden Gezeitenwasser 45 m
tief abgesenkt 64
Neues Vorspannsystem in USA 65
Sind vorgespannte Brücken billiger? 66
Buchbesprechungen und Neuerscheinungen..... 67
Verschiedenes 69

Schwenkabsetzer für Hoch- und Tiefschüttung mit 70m Auslegerlänge



Wir planen und bauen

Stahl-Brücken • Stahl-Hochbauten
Industrieanlagen • Stahl-Wasser-
bauten • Großfördergeräte und
Großtransportanlagen • Weichen,
Drehscheiben, Schiebebühnen
Aufbereitungsanlagen für Kohle



und Erze • Kabel- und Verseilma-
schinen • Zerkleinerungsanlagen
Apparate und Behälter • Bergbau-
zulieferungen • Maschinen und
Einrichtungen für Zement-, Kalk-,
Gipswerke u. verwandte Industrien

STAHLBAU RHEINHAUSEN

Fernsprechanchlüsse: Duisburg 38 91, Moers 2742, Rheinhausen 741, • Fernschreiber: Duisburg 036838, • Drahtwort: Stahlbau Rheinhausen

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen.

Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

Professor Dr.-Ing. F. Schleicher,
(21b) Dortmund, Plauener Str. 44,

Prof. Dr.-Ing. A. Mehmel,
(16) Darmstadt, Technische Hochschule.

Alle sonstigen für die Schriftleitung des BAUINGENIEUR bestimmten Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten unter der Adresse:

Schriftleitung

„DER BAUINGENIEUR“,

Prof. Dr.-Ing. F. Schleicher,
(21b) Dortmund,
Plauener Str. 44.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. benutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf be-

sonderen Blättern erbeten, Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Erscheinungsweise:

Monatlich 1 Heft im Umfang von mindestens 32 bis 40 Seiten.

Bezugspreis:

Vierteljährlich DM 9,— (Einzelheft DM 3,50) zuzüglich Postgebühren. — Für Studierende ermäßigt sich der Bezugspreis auf DM 7,20 vierteljährlich zuzüglich Zustellgebühren. — Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Vierteljahresschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar. — Bestellungen nimmt der Verlag und jede Buchhandlung, im Bundesgebiet auch jedes Postamt, entgegen.

Nachdruck:

Der Verlag behält sich das ausschließliche Recht der Vervielfältigung und Verbreitung aller Beiträge sowie ihre Verwendung für fremdsprachige Ausgaben vor.

Anzeigen

nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin W 35, Reichpietschufer 20, Westberlin, Fernsprecher Sammelnummer 24 92 51) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

SPRINGER-VERLAG

Heidelberg, Neuenheimer Landstraße 24,
Fernsprecher: 24 40 u. 54 30.

Berlin W 35, Reichpietschufer 20,
Fernsprecher: Sammelnummer 24 92 51.

Vertriebs-Vertretung im Ausland:

Lange, Maxwell & Springer, Ltd., 41—45 Neal Street, London, W. C. 2.

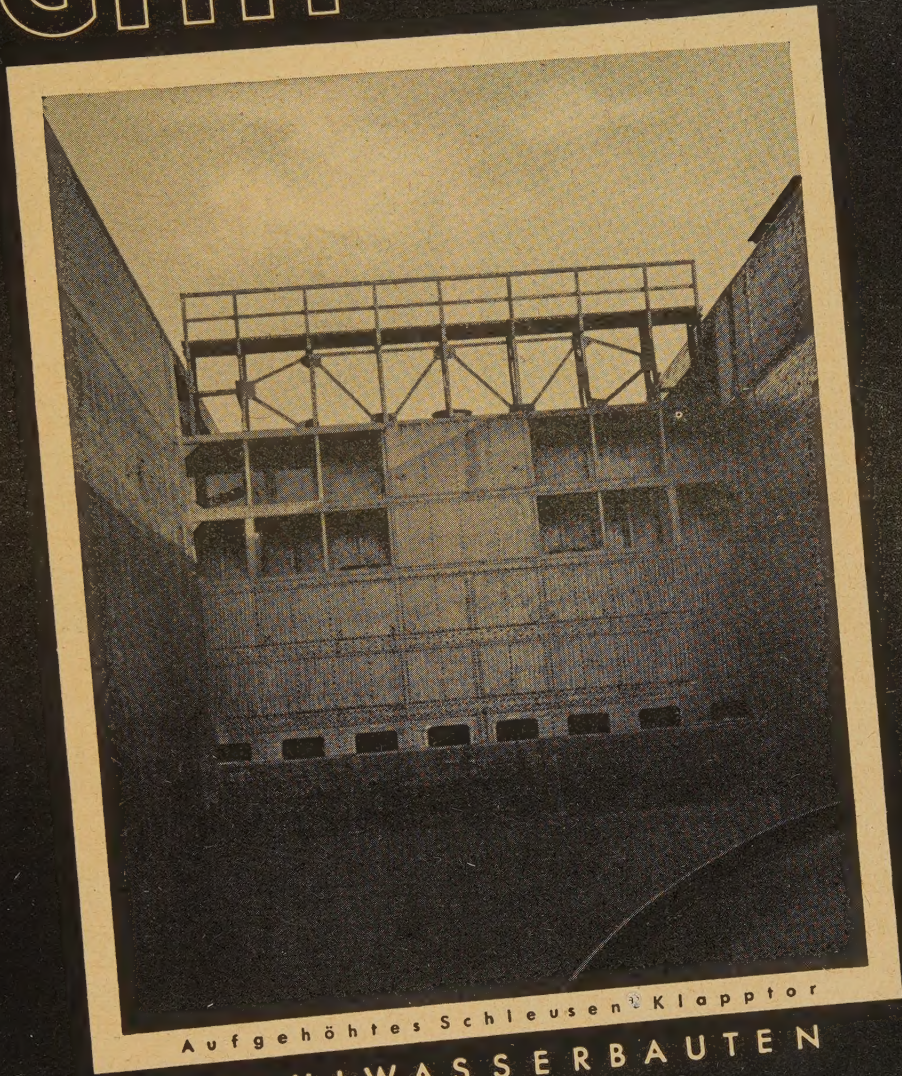
HEINRICH HIRDES GMBH DUISBURG



Nassbagger- und Böschungs-
arbeiten am Rhein-Herne
Kanal

STROM- U. HAFENBAU • NASSBAGGER- U. SPÜLARBEITEN • DÜKERVERLEGUNGEN • KIES- U. SANDBAGGEREIEIN

GHH

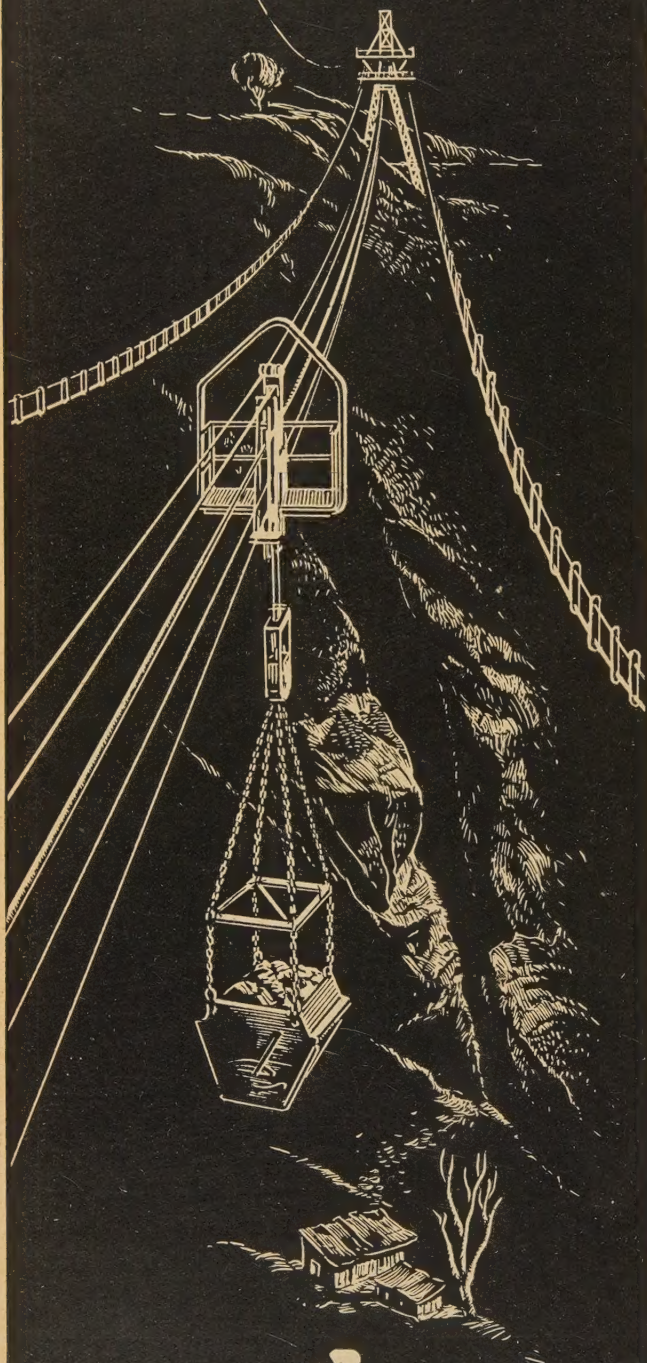


Aufgehöhhtes Schleusen-Klapptor
STAHLWASSERBAUTEN

GUTEHOFFNUNGSHÜTTE

WERK STERKRADE · OBERHAUSEN / RHEINLAND

POHLIG Kabelkrane



J. POHLIG AKTIENGESELLSCHAFT-KÖLN

Rationeller bauen mit HANDMAG

Geländegängig und für jede Arbeit sofort einsatzfähig

Universell durch verschiedene Anbaugeräte

Selbständiges Räumen und Laden



R45 - 45 PS

Lieferbar mit Frontlader
(Nutzlast 1-1,5 t),
Lasthaken, Kranausleger,
Erdbobel, Steinsorke,
Schneepflug, Seilwinde
und Riementrieb.

K55 E - 55 PS

Lieferbar mit Over- oder
Schwenschild
(Förderleistung bei 10 m
Weg 70-85 cbm pro Std)
Frontlader (Nutzlast 1,5 t)
Lasthaken, Tiefreißer,
Seilwinde
und Riementrieb.



GOCKEL + NIEBUR

BAUGESSELLSCHAFT M. B. H.

BOCHUM

TONDERNER STRASSE 5 - SAMMELRUF: 6 60 51
POSTFACH 197

ERDBAU - BETONBAU

EISENBAHNBAU

WASSERBAU

TUNNELBAU

STRASSENBAU

HOCH- UND INDUSTRIEBAU

**AUSFÜHRUNGEN GROSSE
ERD- UND BETONARBEITEN**

GESELLSCHAFTER: BAU-ASS. ERNST LODDE - BOCHUM
BAU-ING. PAUL LODDE - BOCHUM

Ausgleich der Bergsenkungen am Rhein-Herne-Kanal.

Von Regierungs- und-Baurat F. J. Stall, Duisburg-Meiderich.

A. Allgemeines.

Der Rhein-Herne-Kanal, die bedeutendste und verkehrsreichste Wasserstraße im System der westdeutschen Kanäle, durchschneidet das rheinisch-westfälische Kohlenrevier von West nach Ost und steigt in 7 Stufen rd. 38 m vom Rhein zur Scheitelhaltung des Dortmund-Ems-Kanals auf (Abb. 1). Sein Lauf geht über mehr als ein Dutzend Grubenfelder in ununterbrochener Folge hinweg und ist — so im Schwerpunkt des Ruhrkohlenbergbaues liegend — auch stärksten Bergsenkungen unterworfen.

Wenn nun im Bereich dieses nur rd. 40 km langen Kanals von Natur aus eine gleichmäßige Lagerung und

lich der bergbaulichen Einwirkungen auf einen Kanal — auch in technischen Kreisen. Zwei bezeichnende Beispiele anzuführen, möge gestattet sein. Als bei der Wiederherstellung kriegszerstörter Kanalbrücken gleichzeitig auch vorsorgliche Hebungsarbeiten ausgeführt werden sollten, war ein Vertreter der festen Meinung, daß mit den Brücken gleichzeitig auch der Wasserspiegel der Haltung absinkt; er ließ sich nur sehr schwer davon überzeugen, daß die Brücken auf den Wasserspiegel „herabsinken“, der zur Erhaltung der erforderlichen Fahrwasser-tiefe in den einzelnen Haltungen auf die jeweils festgesetzte Höhe über Normalnull (NN) gestaut wird. Andererseits konnten gelegentlich einer Brückenübergabe

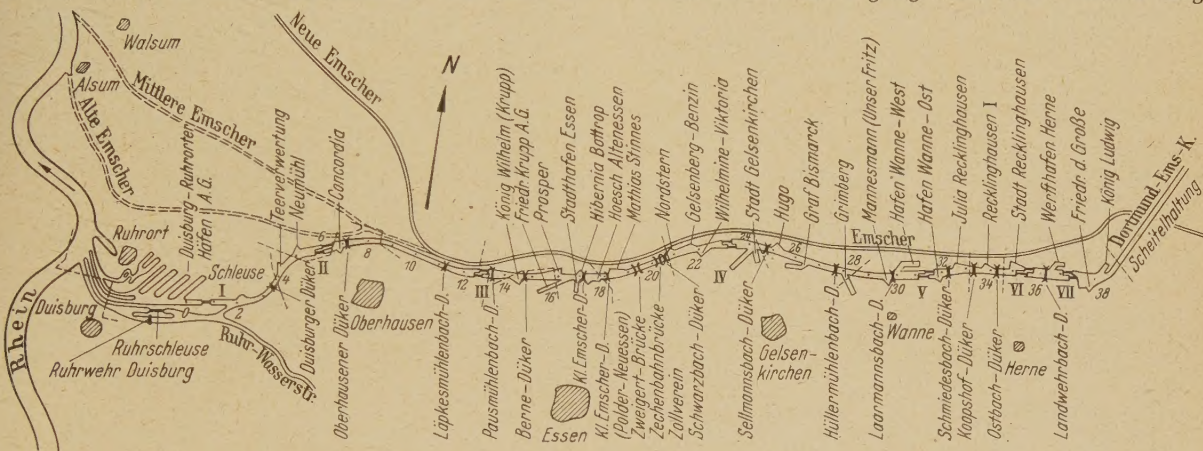


Abb. 1. Lageplan.

— — — — — Markscheidern der Grubenfelder im Bereich des Rhein-Herne-Kanals

Schleusengefälle

(Stand vom 1. Juli 1951)
abhängig vom Rheinwasserstand
(NN. = + 17,93 m)

Schleuse I	max. = 7,07 m
Schleuse II	max. = 3,70 m
Schleuse III	max. = 4,60 m
Schleuse IV	max. = 5,25 m
Schleuse V	max. = 6,05 m
Schleuse VI	max. = 3,90 m
Schleuse VII	max. = 7,80 m

Zus. = 38,37 m

Haltungslänge

(abgerundet)

Schleuse I — II	= 5,0 km
Schleuse II — III	= 7,0 km
Schleuse III — IV	= 10,0 km
Schleuse IV — V	= 8,0 km
Schleuse V — VI	= 5,0 km
Schleuse VI — VII	= 2,0 km

Zus. = 37,0 km

Mächtigkeit der Kohlenflöze gegeben wäre, und die unter ihm abbaureibenden Zechen ihren Betrieb auf einen gleichlaufenden, gleichmäßigen Abbau der Kohle einrichten könnten, würden die eintretenden Bodensenkungen im allgemeinen ohne Schwierigkeiten von dem Kanal und seinen Anlagen aufgenommen werden können; lediglich an seinen Endpunkten würden dann vielleicht nur einmalige größere Baumaßnahmen zur Herstellung bzw. Erhaltung betriebssicherer Anschlüsse auf der Mündungsstrecke an den Rhein (Hochwasserschutz) und wenige Kilometer oberhalb Schleuse VII an die flözürmere Scheitelhaltung des Dortmund-Ems-Kanals erforderlich werden. Infolge der ungleichartigen geologischen Ablagerung der Kohle und der gestörten tektonischen Verhältnisse treten aber allenthalben sehr ungleichmäßige Senkungen auf, die mit wachsendem Umfang technisch und wirtschaftlich schwerwiegende Auswirkungen auf den Kanal haben können. Während sich bei allen anderen Anlagen an der Tagesoberfläche, z. B. bei Gebäuden, Straßenzügen, Eisenbahnen usw. Senkungen infolge des Kohlenabbaues mehr örtlich auswirken oder durch Veränderungen in den Gefällen nur einen beschränkten Raum umfassen, ist eine „Kanaltrappe“ wie der Rhein-Herne-Kanal außerordentlich empfindlich gegenüber Bodensenkungen, zumal wenn durch starke ungleichmäßige Senkungen der Einflußbereich sich über eine ganze Haltung, mehrere benachbarte Haltungen oder letzten Endes mit der Zeit über den gesamten Kanal erstreckt.

So bekannt auch in weiten Kreisen des Abbaugebietes die Bergsenkungen und deren Auswirkungen sowie die notwendigen Maßnahmen zu deren Behebung im allgemeinen sein mögen, so viel Unkenntnis herrscht hinsicht-

die anwesenden Gäste vernehmen, der in Brückennähe stehende Hochspannungsmast würde in etwa 15–20 Jahren soweit durch den Bergbau abgesunken sein, daß man den Leitungsdraht mit der Hand berühren könnte. Eine verhängnisvolle Verwechselung der Beziehungen: In dem eine Falle der auf NN festliegende Wasserstand und die sinkende Brücke, im anderen Falle die sich in dem gleichen festen Abstand gleichmäßig bewegenden Punkte — Tagesoberfläche und Leitungsdraht.

In den nachfolgenden Ausführungen soll versucht werden, die wesentlichsten Gesichtspunkte herauszustellen, die den Abbau unter dem Rhein-Herne-Kanal, die Senkungsschäden und deren Beseitigung betreffen. Eine auch nur annähernd erschöpfende Darstellung kann hier nicht erwartet werden wegen der Vielgestaltigkeit der Probleme, die durch den Abbau unter dem Kanal fortdauernd von Fall zu Fall erneut aufgeworfen werden. Hierüber kann nur derjenige einen klaren Blick behalten und entscheiden, der auf Grund langjähriger Erfahrungen und durch fortdauernde Fühlungnahme mit den Markscheidern der

Zechen die Abbauverhältnisse, auch wie sie sich in ihrer künftigen Entwicklung voraussichtlich ergeben werden, kennt bzw. im Zusammenhang übersieht und — ich möchte sagen — den Längsschnitt durch den Kanal nicht nur bis zu seiner Sohle, sondern durch das Deck- und Karbongebirge hinabreichend, bis zur abbauwürdigen Teufe in seinen Schichtungen und Merkmalen vor Augen hat.

B. Abbau unter dem Rhein-Herne-Kanal und seine Auswirkungen auf die Wasserstraße.

Der Rhein-Herne-Kanal unterliegt schon seit seiner Erbauung (1908 bis 1914) den Einwirkungen des Kohleabbaues. Noch vor seiner Inbetriebnahme mußten während der Bauzeit eingetretene Senkungen, so z. B. durch Hebung der unter das zulässige Maß abgesunkenen Zweigertstraßenbrücke in km 19,32, ausgeglichen werden. Der Schwerpunkt des Abbaues wird noch auf Jahrzehnte hinaus im Bereich des Rhein-Herne-Kanals und der Emscher Niederung liegen und sich dann mehr und mehr nach Norden hin verlagern. Seine Auswirkungen auf den Kanal werden daher auch künftig noch sehr erheblich sein, insbesondere im Hinblick auf die 7 Stauhaltungen mit 14 Schleusen, rd. 90 Straßen- und Eisenbahnbrücken (Überbauten), rd. 20 zum größten Teil doppelsträngige Düker, 25 Umschlagshäfen usw., wobei nicht unerwähnt bleiben soll, daß auch andererseits die Unterteilung dieses Kanals durch die Vielzahl der Haltungen die Ausgleichsmöglichkeiten für die Senkungen vermehrt und begünstigt.

B. 1. Abbau im Schutzbezirk des Kanals.

Der Rhein-Herne-Kanal stellt einen öffentlichen Verkehrsweg dar, dessen Betriebssicherheit unter allen Umständen zu jeder Zeit gewährleistet sein muß. Um daher auf der einen Seite gegen einen willkürlichen Abbau unter

bestimmten Auflagen die Genehmigung zum Abbau erteilt. Über den Abbau im Schutzbezirk der Kanalbauwerke sind außerdem Sonderbetriebspläne vorzulegen. Die Wasser- und Schiffsverkehrsverwaltung führt in den Abbaugebieten alljährlich an bergsichere Punkte anschließende Feinnivellements durch, um die eingetretenen Senkungen festzustellen und damit die Auswirkungen des Bergbaues auf die Kanalanlagen laufend zu überwachen.

Da unter dem Kanalgelände bereits vor Erbauung der Wasserstraße Bergbau umging, wurde dessen Belangen auch von seiten der Wasser- und Schiffsverkehrsverwaltung durch vorsorgliche Maßnahmen bei Herstellung der Anlagen Rechnung getragen, die zur Schaffung eines Spielraumes bzw. von Vorratsmaßen insbesondere darin bestanden, daß die Brücken eine größere Durchfahrthöhe erhielten, die Plattform der Schleusenkammer höhergelegt und der Kanalquerschnitt für eine größere Wassertiefe ausgebaut wurden. Hierdurch sollte mit Rücksicht auf den Bergbau verhindert werden, daß schon gleich mit dem Eintreten der ersten Senkungen Hebungs- bzw. Aufhöhungsarbeiten notwendig wurden. Da ferner zur Zeit des Kanalbaues die schädlichen Auswirkungen des Kohleabbaues auf die Verkehrs- und Betriebsanlagen weder der Art noch dem Umfang nach bekannt waren, wurden wichtige Anlagen als Doppelbauwerke in Abständen von einander getrennt angeordnet. So wurden an jeder Gefällsstufe — bis auf die Schleuse I, die 1926 durch den Bau der Ruhrschleuse in der unteren Ruhr als der II. Mündungsstrecke des Rhein-Herne-Kanals entlastet wurde — zwei Schleusenkammern fußstapfenförmig versetzt mit einem Abstand von rd. 75 m angelegt und die Düker, welche die Vorflut der Abwässer zur nördlich des Kanals gelegenen Emscher sicherstellen, in Doppelsträngen mit 40 ÷ 70 m Abstand verlegt. Hierdurch sollte zur größeren Sicherheit für den Fall Vorsorge getroffen werden, daß eines dieser für die Aufrechterhaltung des Verkehrs bzw. der Vorflut bedeutenden Bauwerke infolge ungünstiger bergbaulicher Einwirkungen außer Betrieb gesetzt werden mußte.

Über die Art und Umfang der Senkungen maßgebend bestimmenden Faktoren sowie über die Möglichkeiten zur Regulierung der Senkungen mögen die nachfolgenden Ausführungen das Wesentliche kurz vermitteln.

Wie früher bereits erwähnt, läßt die Eigenart der geologischen Verhältnisse einen gleichmäßigen Abbau unter dem Rhein-Herne-Kanal nicht zu. Das Steinkohlengebirge ist durch starke Faltungen in zahlreiche Mulden und Sättel aufgeteilt, die hinwiederum durch Verwerfungen (Sprünge) mit mehr oder weniger erheblichen Verwurfschöhen und z. T. auch durch Überschiebungen gegeneinander verworfen und verschoben sind. Abb. 2 stellt den Längsschnitt in Kanalachse durch den sog. „Secundus-Sprung“ dar. In diesen Störungsgebieten, wo der Zusammenhang der Flöze verlorengegangen ist, kann in den meisten Fällen ein wirtschaftlicher Abbau nicht mehr betrieben werden. Die über solchen Störungszonen liegenden Kanalabschnitte oder Bauwerke bleiben daher entweder in ihrer alten Höhenlage erhalten oder können lediglich durch Randeinwirkungen benachbarter Baue in begrenztem Umfang zum Sinken gebracht werden, während die anschließenden störungsfreien Strecken oft erhebliche Senkungen erfahren.

Das Ausmaß der Senkungen hängt in erster Linie von der Zahl, Mächtigkeit und Lagerung der Flöze ab. Im Ruhrgebiet liegt die mittlere Flözstärke bei etwa 1,20 bis 1,30 m; Flöze unter 0,50—0,60 m sind im allgemeinen nicht mehr abbauwürdig und werden nur selten dann noch

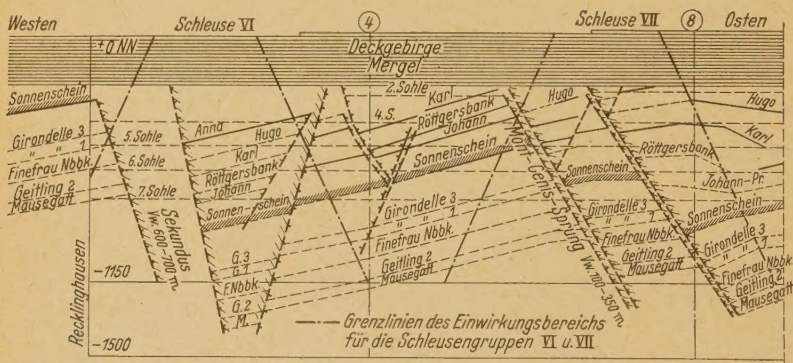


Abb. 2. Längsschnitt in Kanalachse durch den Secundus-Sprung.

dem Kanal und die damit verbundene Gefährdung der Kanalanlagen gesichert zu sein, auf der anderen Seite aber auch im Interesse der abbaureibenden Zechen die Kosten für die Beseitigung der Senkungsschäden in wirtschaftlichen Grenzen zu halten, sind — wie für andere Schiffsfahrtskanäle — so auch für den Rhein-Herne-Kanal besondere Schutzbezirke festgesetzt worden, innerhalb derer nur mit Genehmigung der zuständigen Bergbehörde Abbau betrieben werden darf.

Die Bergpolizeiverordnung zum Schutze der Schiffsfahrtskanäle vom 1. 4. 1940 besagt: „Die Schutzbezirke werden begrenzt von Flächen, die unter einem Winkel von 65° in die ewige Teufe gehen. Sie gehen von Grenzlinien über Tage aus, die bei den Schiffsfahrtskanälen in einem Abstand von 60 m von der Mittellinie des Kanals und bei den Bauwerken in einem Abstand von 30 m um die äußeren Begrenzungen des Bauwerks im Fundament verlaufen.“

Für den Abbau in diesen Schutzbezirken haben die Kanalzechen sog. Fünfjahresabbaupläne und alljährlich im Rahmen dieser Fünfjahresabbaupläne Jahresbetriebspläne über den geplanten Abbau des folgenden Betriebsjahres an das Oberbergamt einzureichen, das nach Anhören der Wasser- und Schiffsverkehrsverwaltung unter

gebaut, wenn besondere Gründe dazu zwingen. Von Ausnahmefällen abgesehen, liegt die obere Grenze der Flözmächtigkeit bei etwa 1,80–2,00 m.

Während man auf der einen Seite beim Abbau von Flözen großer Mächtigkeit durch besondere Maßnahmen übergroße Senkungen zu verhindern sucht, muß man u. U. auf der anderen Seite in flözärmeren Feldesteilen bestrebt sein, durch geeignete Abbaumethoden das größtmögliche Senkungsmaß „herausholen“. Das Ausmaß der Senkungen kann durch die Wahl der Versatzart weitgehend reguliert werden, wobei außer der Flözmächtigkeit auch die Tiefenlage des Flözes unter der Erdoberfläche eine entscheidende Rolle spielt. Je näher das abzubauen Flöz unter der Tagesoberfläche liegt und je empfindlicher die im Einwirkungsbereich liegenden Bauwerke sind, desto mehr muß Bedacht darauf genommen werden,

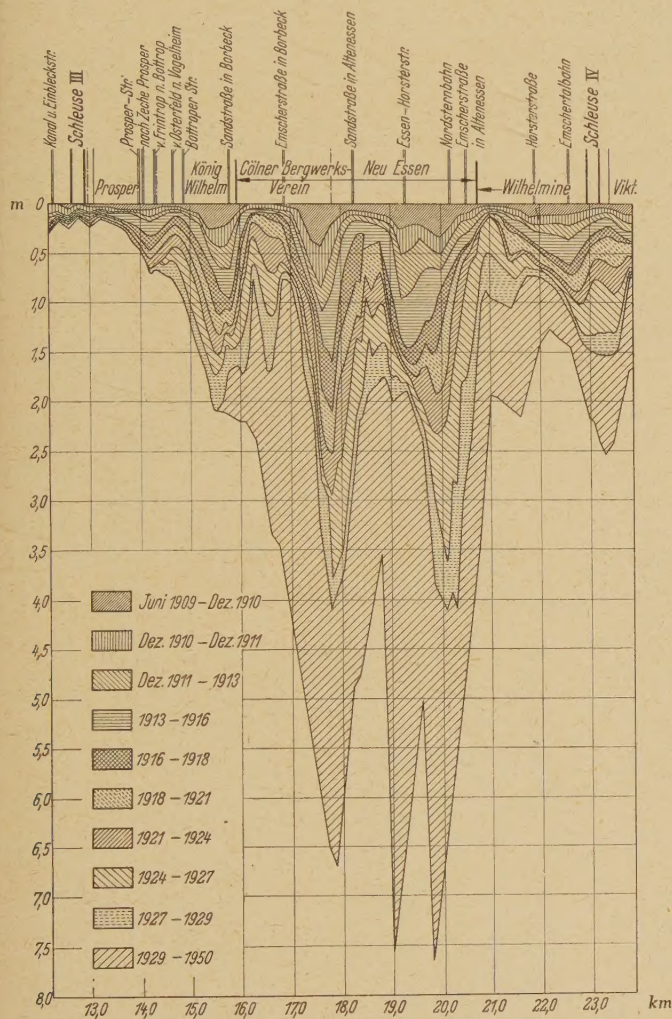


Abb. 3. Bodensenkungsprofile der Haltung III–IV des Rhein-Herne-Kanals von 1909–1950.

einen guten, dichten Versatz einzubauen (Spül-, Blas- oder Schleuderversatz), bei dem aber immerhin noch bis etwa 50 % Senkungen eintreten. Der versatzlose Abbau — sog. Bruchbau — verursacht dagegen Senkungen bis 90 % der abgebauten Flözmächtigkeit. Man kann also ohne weiteres auf einer längeren Kanalstrecke ohne Gebirgsstörungen durch Abstimmung der anzuwendenden Versatzarten auf die durch die anstehenden Flöze verschiedenen Mächtigkeit jeweils gegebenen Verhältnisse bis zu einem gewissen Grad ausgleichende Senkungen erreichen. Hinsichtlich der Lagerung ist noch bemerkenswert, daß sowohl Senkungsmaß als auch Einwirkungsbereich größer werden, je geringer das Einfallen eines Flözes ist; steil gelagerte Flöze ergeben wesentlich geringere Senkungen, auch schon deshalb, weil hier wegen

der größeren Unfallgefahren in jedem Fall mit Versatz gebaut werden muß.

Wie unterschiedlich schon in einer Haltung die Senkungen sein können, möge Abb. 3 veranschaulichen, wo neben vielen kleineren die beiden Hauptstörungszonen von Schleuse III bis etwa km 15 und bei km 22 („Horstergraben“) besonders kraß zu erkennen sind. Im mittleren Bereich dieser Haltung III–IV ist die Kohle in einer abbauwürdigen Gesamtlözmächtigkeit von rd. 40 m und mehr zur Ablagerung gekommen; an anderen Stellen stehen hinwiederum nur wenige Meter Flözmächtigkeit

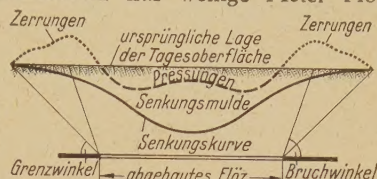


Abb. 4. Verzerzte Darstellung der Bodenbewegungen — Zerrungen und Pressungen — über einer Abbaufäche.

oder nicht abbauwürdige Flöze von nur geringer Mächtigkeit an, die zudem noch von mehr oder weniger starken Störungen durchsetzt sind.

Auf den Verlauf der Bodensenkungen hat auch das Deckgebirge, von dem das im Ruhrtal zutage tretende Steinkohlengebirge mit schwachem Einfallen von West nach Ost und etwas stärkerem Einfallen in der Süd-Nordrichtung überlagert wird, einen nicht unbedeutenden Einfluß. In der West-Ostrichtung des Kanals nimmt die Stärke des Deckgebirges von etwa 70 m (Schleuse I) bis etwa 270 m (Schleuse VII) zu. Das Deckgebirge gehört der oberen Kreideformation (Emscher, Turon, Cenoman) an und ist im Bereich des Rhein-Herne-Kanals von geringmächtigen alluvialen und diluvialen Schichten überlagert. In dieser vorwiegend tonhaltig-plastischen Zusammensetzung überträgt das Deckgebirge die Abbauwirkungen auf die im Bereich der Senkungsmulde stehenden Anlagen wie eine elastisch ausgleichende, dämpfende Gummiplatte. Die Senkungen treten daher an der Tagesoberfläche mehr in Wellenform in Erscheinung ohne plötzliche Spalten oder Risse, den sog. Tagesbrüchen, wie sie eher dort zu erwarten sind, wo das Deckgebirge schwächer wird (z. B. Kanalmündung/Rhein) oder ganz aufhört, sowie sonst noch an den Stellen, wo starke Störungen das Deckgebirge durchsetzen.

Dennoch kann das Deckgebirge Zerrungen und Pressungen nicht verhindern, die an den Rändern bzw.

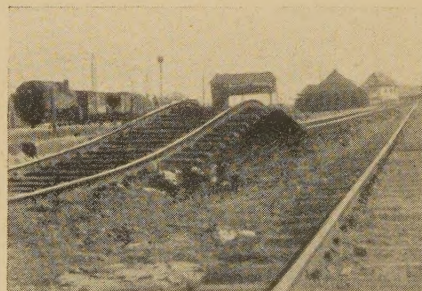
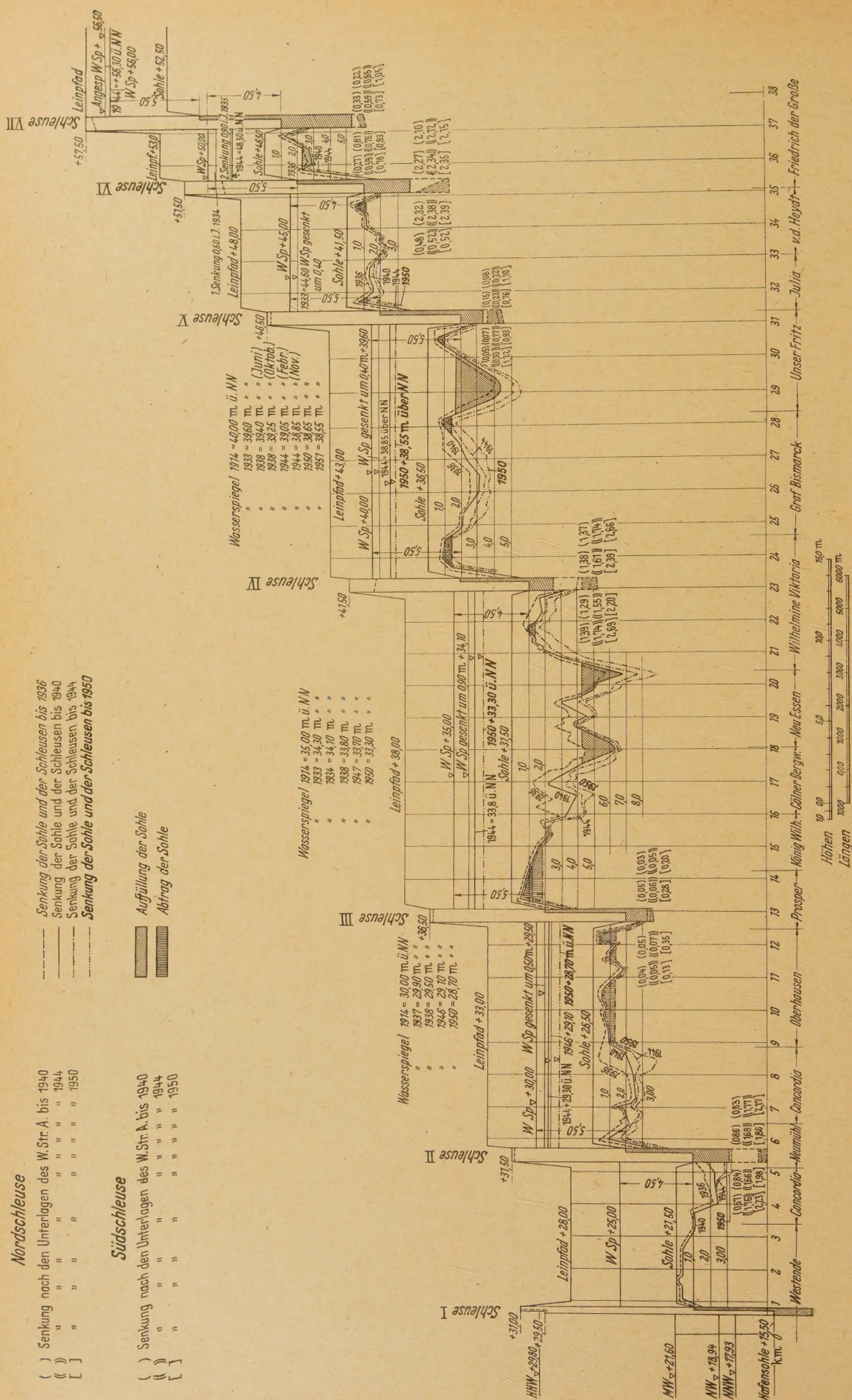


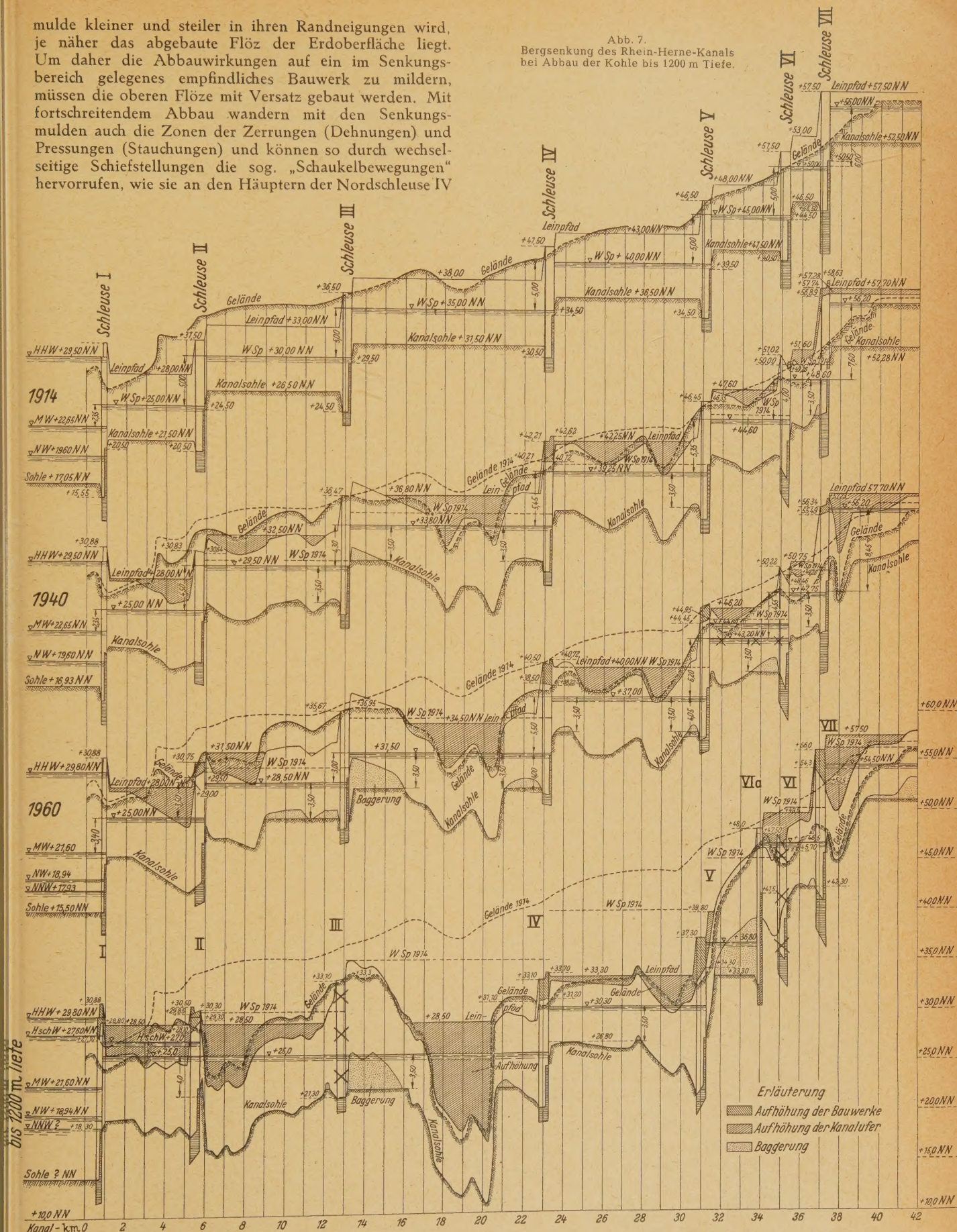
Abb. 5. Gleisstauchung (-verwerfung) infolge Preßwirkungen.

im mittleren Bereich der Senkungsmulde auftreten, wie in Abb. 4 in starker Verzerrung schematisch dargestellt ist. Die Bewegung in der Senkungsmulde ist in eine vertikale und eine horizontale Komponente zerlegbar. Die horizontalen Bewegungen sind aber für ein Bauwerk weit gefährlicher als die lotrechten Senkungen. Überdies hängt die durch den Abbau in Wellen fortschreitende Verformung der Tagesoberfläche und ihre Auswirkung auf Bauwerke von der Tiefenlage des Flözes ab. Es ist ohne weiteres verständlich, daß mit zunehmender Tiefe abgebaute Flöze weiträumigere Mulden mit immer flacher werdenden Rändern erzeugen, während die Senkungs-



mulde kleiner und steiler in ihren Randneigungen wird, je näher das abgebaute Flöz der Erdoberfläche liegt. Um daher die Abbauwirkungen auf ein im Senkungsbereich gelegenes empfindliches Bauwerk zu mildern, müssen die oberen Flöze mit Versatz gebaut werden. Mit fortschreitendem Abbau wandern mit den Senkungsmulden auch die Zonen der Zerrungen (Dehnungen) und Pressungen (Stauchungen) und können so durch wechselseitige Schiefstellungen die sog. „Schaukelbewegungen“ hervorrufen, wie sie an den Häuptern der Nordschleuse IV

Abb. 7.
Bergsenkung des Rhein-Herne-Kanals
bei Abbau der Kohle bis 1200 m Tiefe.



z.B. durch Messungsbeobachtungen festgestellt worden sind. Auf der freien Strecke sind in besonders starken Zerr- und Preßgebieten Längenänderungen bis zu 1 0/0

wiederholt gemessen worden. Bei langen Bauwerken, wie sie z.B. Schleusenkammern darstellen, muß diese Bewegungsmöglichkeit durch Fugenanordnung — Unterteilung

in einzelne Blöcke — sichergestellt werden. Für die Kanalanlagen können starke Zerrungen wegen Zerreißen der Dichtungen, Klaffen der Bauwerksfugen oder Schrägstellungen empfindlicher Anlagen (z. B. Wehre!) weit gefährlicher werden als Pressungen, die z. B. bei Gleisanlagen für den Betrieb erhöhte Gefahren mit sich bringen, wie Abb. 5 zeigt.

B.2. Ausmaß der bisherigen Senkungen.

Eine Übersicht über Verlauf und Umfang der bis 1950 am Rhein-Herne-Kanal eingetretenen Senkungen ergibt der in Abb. 6 dargestellte Senkungsplan. Durch die in ihrer Höhenlage stark wechselnden Linienzüge der Kanalsohle, deren Senkungen zwischen Null im unteren Abschnitt der Haltung I—II und rd. 8,50 m im mittleren Teil der Haltung III—IV betragen, werden die durch die ungleichartige geologische Ablagerung der Kohle und die gestörten tektonischen Verhältnisse bedingten ungleichmäßigen Bodensenkungen besonders deutlich veranschaulicht. Man erkennt in den Wellenbergen die weniger abgesunkenen bzw. stehengebliebenen Horste, deren Kuppen — soweit schraffiert — bereits abgebaggert werden mußten, um Wasserspiegelsenkungen in der betr. Haltung zu ermöglichen. Die Wellentäler stellen die Übertiefen dar, die — soweit schraffiert — durch Verklappen von Baggermassen z. T. wieder aufgefüllt worden sind. Das Maß der Verfüllung hängt jeweils von den künftig in diesem Bereich noch zu erwartenden Bodensenkungen und von dem Zeitpunkt der geplanten nächsten Wasserspiegelsenkung in der betr. Haltung ab, für welche der erforderliche Spielraum ohne Baggerung erhalten bleiben muß. Der in den geraden Jahren nach erfolgtem Feinnivellement jeweils berichtigte Senkungsplan gestattet ein Ablesen bzw. Abgreifen der bisherigen und auch zwischenzeitlichen Senkungen an jeder Stelle des Kanalschlauches, die außerdem auf Millimeter genau errechnet aus besonders geführten Listen für jeden Punkt zu entnehmen sind. Die bisherigen Senkungsmaße der Schleusen sind ebenfalls aus dem Plan zu ersehen; die Senkungen der Brückenbauzwecke entsprechen denen der betreffenden Kanalkilometer, worauf bei Behandlung dieser Bauwerke noch näher eingegangen wird.

B.3. Umfang der künftigen Senkungen bis 1200 m Teufe.

Die Bodensenkungen am Rhein-Herne-Kanal haben seit Jahren bereits Ausmaße erreicht, die in ihren Auswirkungen auf die erforderliche Schadensbeseitigung sich nicht allein auf örtlich begrenzte Maßnahmen beschränken lassen, sondern sehr oft auf eine ganze Haltung und u. U. auch auf mehrere Haltungen erstrecken. Zur Vermeidung örtlicher Fehlmaßnahmen wurden daher nach dem Kriege weiträumige Planungen auf lange Sicht in Angriff genommen, die sich auf die Senkungsvorausrechnungen der Markscheider für mehrere Jahrzehnte und z. T. sogar bis zur Abbauteufe von 1200 m, die mit den heutigen technischen Mitteln erreichbar ist, stützen. Durch laufende Fühlungsnahme mit den abbautreibenden Zechen soll mit dem Ziele einer Lenkung des Bergbaues versucht werden, im Kanalbereich die Senkungen in benachbarten Grubenfeldern so aufeinander abzustimmen, daß für die Kanalanlagen größte Sicherheit und für die kostentragenden Bergwerke größtmögliche Wirtschaftlichkeit für den Ausgleich der künftigen Senkungen erzielt wird. Einen solchen Plan stellt die Abb. 7 dar, der die Veränderung des Kanalbildes im Längsschnitt in seiner Entwicklung von 1914, 1940, 1960 und bei Abbau der Kohle bis 1200 m Teufe erkennen läßt. Dieses Senkungsbild, das in seiner weiteren Bearbeitung durch die wahrscheinlichen Zustände im Jahre 1975 und 2000 noch ergänzt wird, stellt ab 1950 jedoch nur die nach dem heutigen Stand der Dinge mutmaßliche Veränderung an

den Kanalanlagen dar und soll mehr für die künftigen Planungen wegweisend sein; denn durch Änderungen der Abbaupläne, die sich sowohl aus den angetroffenen geologischen Verhältnissen wie auch aus anderweitig bedingten Betriebsumstellungen ergeben können, sind insbesondere im zeitlichen Ablauf weitgehende Abwandlungen des Senkungsplanes möglich. Wenn jedoch nach den derzeitigen Erkenntnissen und Planungen auf weite Sicht die bereits mit diesem Ziele in Angriff genommenen Ausgleich- bzw. Ausbaumaßnahmen fortgesetzt werden können, dürfte damit zu rechnen sein, daß in etwa 30 bis 40 Jahren die Schleusengruppe III und nach weiteren 10 Jahren auch die Schleusengruppe II durch fortschreitende Verringerung des Schleusengefälles infolge Wasserspiegelsenkungen in den Haltungen III—IV und II—III ausfallen, d. h. im Endzustand etwa um das Jahr 2000 würde eine durchgehende Kanalhaltung zwischen der Schleuse I und Schleuse IV mit dem gleichen Normalwasserstand der jetzigen Haltung I—II auf NN + 25,00 m entstehen. Den infolge Senkung des Wasserspiegels in der Haltung II—III von NN + 30,00 m auf NN + 28,70 m bereits jetzt möglichen Rückstau der höchsten Ruhr- und Rheinhochwässer von NN + 29,80 m bis zur Schleusengruppe III in Essen-Dellwig wird das im Verbindungskanal zwischen Haltung I—II und Ruhrwasserstraße geplante H.W.-Sperrtor abriegeln, das im Zuge des Ausbaues der Haltung I—II (vgl. Ziffer D), in den nächsten Jahren hergestellt werden soll. Durch den Wegfall der Staustufen an den Schleusen III und II wird sich das Gesamtgefälle des Rhein-Herne-Kanals im wesentlichen (abgesehen von dem bleibenden bzw. später um etwa 0,50 m zu senkenden Stau an der Schleuse I) auf den oberen Teil des Rhein-Herne-Kanals, mithin auf die Schleusen IV, V, VI und VII beschränken, wobei diese 4 Schleusen den Höhenunterschied von insgesamt rd. 32 m (angespannte Scheitelhaltung = NN + 56,50 m $\setminus$ Haltung I—II = NN + 25,00 m = 31,50 m!) mit je rd. $32/4 = 8$ m Gefälle zu übernehmen hätten, was mit der etwa gleichlaufend geplanten Durchführung der Ausgleichmaßnahmen in den oberen Haltungen durchaus im Bereich des Möglichen liegt. Bemerkt sei bei dieser Gelegenheit noch, daß die östlich der Schleusengruppe VII anschließende Scheitelhaltung von rd. 70 km Länge (bis Münster) nicht abgesenkt werden kann, weil das Abbaugelände nur wenige km östlich der Schleuse VII reicht; es sei denn, daß dieses kurze Senkungsgebiet durch den Bau einer „Schleuse VIII“ von der Scheitelhaltung abgekapselt würde, wodurch die im Bereich der neuen Haltung VII bis VIII eintretenden Bergsenkungen ebenfalls teilweise durch Wasserspiegelsenkungen ausgeglichen werden könnten.

C. Grundsätzliche Maßnahmen zur Behebung der Bergschäden am Rhein-Herne-Kanal.

Die durch den fortdauernden Kohleabbau unter dem Rhein-Herne-Kanal verursachten Senkungen erfordern laufende Gegenmaßnahmen zur Erhaltung der Wasserstraße und ihrer baulichen Anlagen in betriebssicherem Zustand. Soweit wegen der Senkungsausmaße der frühere Zustand nicht wieder hergestellt werden kann, ist die betroffene Kanalstrecke bzw. -anlage den durch den Abbau veränderten neuen Verhältnissen zumindest so anzupassen, daß die Verkehrssicherheit nicht beeinträchtigt wird. Nicht mit Unrecht kann man den Rhein-Herne-Kanal als die „ewige Baustelle“ bezeichnen, die erst dann fertiggestellt sein wird, bzw. zur Ruhe kommt, wenn die abbauwürdige Kohle im Kanaleinwirkungsbereich dem Schoß der Erde entnommen ist und der Kohleabbau mehr und mehr nach Norden abwandert.

Die Kosten für die Beseitigung der Bergschäden haben nach dem Berggesetz in vollem Umfange die im Einwirkungsbereich des Kanals abbautreibenden und schadenverursachenden Zechen zu tragen, soweit nicht gleich-

zeitig mit der Behebung der Schäden Maßnahmen zur Verbesserung der Kanalanlagen durchgeführt werden, deren anteilige Kosten zu Lasten der Wasser- und Schiffsverkehrsverwaltung gehen. Da die für die Schadensbeseitigung aufzuwendenden Mittel einen erheblichen Umfang annehmen können, ist es vornehmste Aufgabe der Bauverwaltung, unter sorgfältigster Abwägung aller maßgebenden Faktoren die in beiderseitigem Interesse jeweils geeignetste Maßnahme auszuwählen.

Für den Ausgleich der Senkungsschäden am Rhein-Herne-Kanal kommen zwei grundlegende Maßnahmen in Frage, und zwar örtliche Behebung der Schäden bei Erhaltung des Wasserstandes sowie bauliche Veränderungen an den Kanalhaltungen zur Ermöglichung von Wasserspiegelsenkungen. Es bedarf in jedem Falle eingehender Untersuchungen, welche dieser Maßnahmen in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht die zweckmäßigste Lösung ergibt.

C.1. Ausgleich der Schäden durch örtliche Maßnahmen

Solange Senkungsschäden nur in geringem Umfange auftreten bzw. sich auf kürzere Kanalabschnitte erstrecken oder auch nur einzelne Bauwerke betreffen, können diese Schäden im allgemeinen durch örtlich begrenzte Baumaßnahmen behoben werden, ohne den Wasserspiegel zu verändern. Im einzelnen handelt es sich hier um folgende Maßnahmen:

a) *Aufhöhung der Kanaldämme, Dichtungen, Uferdeckwerke, Spundungen.* Beim Bau des Rhein-Herne-Kanals sind die Dammkronen mit den Leinpfaden — im Auftrag wie im Einschnitt — durchweg 3,00 m über dem normalen Wasserspiegel der Haltung angelegt worden. Die zur Sicherung der wasserseitigen Böschung gegen Wellenschlag eingebauten Uferdeckwerke reichen — in der Lotrechten gemessen — von 0,60 m unter bis 1,00 m über Normalwasser. In den Auftrags- bzw. Dammstrecken schließt zur Abdichtung der Böschungen eine 0,30 bis 0,60 m starke Tonschürze an die in den oberen Schleusenvorhöfen durchgehende Sohlendichtung bzw. an die auf der freien Strecke am Böschungsfuß bis in den bindigen Tonmergel eingerammte Holzspundwand an. Diese Dichtung reicht ebenfalls bis zur Oberkante des Deckwerkes 1 m über Wasserspiegel.

Durch Absinken des Geländes steigt scheinbar der Wasserspiegel in der Haltung und nähert sich der Oberkante der Ufersicherung bzw. der Dammkrone. Sobald das Uferdeckwerk bzw. die Tondichtung bis etwa 0,50 m über den Wasserspiegel abgesunken ist, muß mit der Aufhöhung begonnen werden, um noch einen einwandfreien Anschluß an die vorhandene Dichtung zu gewinnen. Außerdem hat die Erfahrung gezeigt, daß bei diesen Höhenordinaten die Zerstörung an den Ufersicherungen einsetzt, weil bei den um etwa $\pm 0,20$ m schwankenden Wasserständen die Schiffswellen über das abgesunkene Deckwerk hinausgehen und die ungeschützte Böschung treffen, wo sich bald die ersten Uferabbrüche einstellen, die dann schnell zur vollständigen Zerstörung führen. Da bei weiterem Absinken die beim Bau in der steilen Neigung 1 : 1,5 abgepflasterten Überwasserböschungen mit der Zeit zu Unterwasserböschungen werden, wird gleichzeitig mit der Aufhöhung eine Abflachung der Böschungen in der Neigung 1 : 3 erforderlich, die sodann eine 20 cm starke Steinschüttung mit 10 cm starker Schotterunterbettung erhalten. Eine Verteuerung der Arbeiten tritt dadurch nicht ein, weil der abzuhebende Boden für die Aufhöhung und Verstärkung an Ort und Stelle ver-

wendet werden kann und die in der Fläche doppelt so große Steinschüttung nicht mehr kostet als die Höherziehung des Pflasters in der steilen Neigung 1 : 1,5. Die nach der Böschungsabflachung mit weiterem Absinken des Kanalschlauches eintretende Verbreiterung des Fahrwassers, die wegen der zahlreichen Brücken als bleibende Engstellen keine Leistungsverbesserung des Kanals bringt, kommt den beteiligten Zechen bei späteren Wasserspiegelsenkungen dadurch wieder zugute, daß hier Profilerweiterungen nicht mehr vorgenommen zu werden brauchen.

Einen Querschnitt des Kanals im Bauzustand (gestrichelt) und nach Senkung von rd. 8,50 m zeigt Abb. 8.

Mit der Aufhöhung der Dämme und Ufersicherungen, bei der aus wirtschaftlichen Gründen gleichzeitig ein vorsorgliches Aufhöhungsmaß entsprechend den künftig zu erwartenden Senkungen für einen Zeitraum von etwa 5—10 Jahren zu berücksichtigen ist, hat naturgemäß eine Verstärkung des aufzuhöhenen Dammes derart zu erfolgen, daß nach Eintritt der neuen Senkungen die Sickerlinie noch unterhalb des neuen landseitigen Dammfußes in das Gelände einschneidet. Je nach der Bodenart wird für die Sickerlinie eine Neigung 1 : 4 bis 1 : 8 zugrunde gelegt, um Dammbrüche zu vermeiden. Auf den sorgfältigen Anschluß und sachgemäßen Einbau der höherzuziehenden Dichtungsschürze ist besonderer Wert zu legen, wenn auf der einen Seite mit dem absinkenden Gelände auch der Grundwasserspiegel abfällt bzw. in den stark besiedelten Gebieten durch Pumpwerke der Emscher-genossenschaft niedrig gehalten wird und auf der anderen

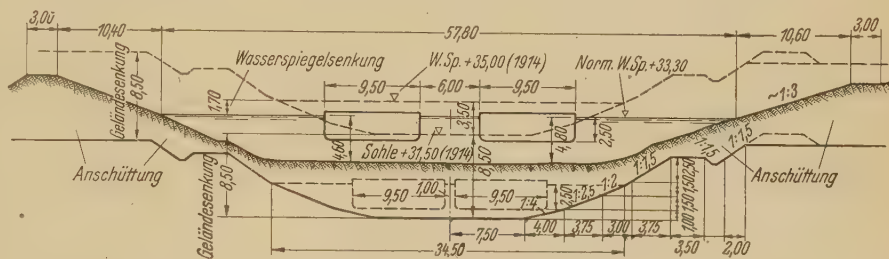


Abb. 8. Querschnitt in Kilometer 20 des Rhein-Herne-Kanals (--- Bauzustand 1914 / — Zustand 1950 nach rd. 8,50 m Geländesenkung und 1,70 m Wasserspiegelsenkung.

Seite der Kanalspiegel in seiner alten Höhe noch erhalten bleibt, wodurch der kanalseitige Überdruck wesentlich vergrößert werden kann. Auf diese Weise kann auch eine ehemalige Einschnittsstrecke zur Auftragsstrecke werden und aus Sicherheitsgründen das nachträgliche Einbringen einer Dichtung erforderlich machen, die in den meisten Fällen nur durch das Schlagen einer bis in den tonigmergeligen Untergrund einbindenden Dichtungsspundwand erreicht werden kann.

An dieser Stelle sei abschließend noch auf die außerordentlich vielseitige und wirtschaftlich äußerst günstige Verwendungsmöglichkeit von Spundwänden im Bergsenkungsgebiet hingewiesen. Als Uferbefestigung kann die Spundwand in starken Senkungsgebieten mit ihrer Oberkante so hoch gelegt werden, daß mehrere Meter Senkungen von ihr aufgenommen werden können. Wegen ihrer hervorragenden standsicheren Seitenabdichtung kann die Spundwand mit ihrer Oberkante bis auf 0,5 m über den Wasserspiegel absinken, bevor eine weitere Aufhöhung erforderlich wird, die sodann bei Wahl eines geeigneten Profils ohne besondere Schwierigkeiten durch Aufänderung mit zusätzlicher Verankerung durchgeführt werden kann. Durch den lotrechten Uferabschluß werden Grunderwerbskosten eingespart, die bei fortschreitender Dammaufhöhung einen erheblichen Umfang annehmen können. In weniger oder gar nicht sinkenden Kanalstrecken kann die Uferspundwand so tief eingerammt werden, daß die für spätere Wasserspiegelsenkungen notwendigen Baggerungen ohne Profilerweiterungen vorgenommen werden können. Dazu ist die Spundwand in

Abbaugeländen mit starken Zerrungen und Pressungen ein besonders geeignetes Bauelement, Längenänderungen — Dehnungen und Stauchungen — ohne Gefährdung des Bauwerks aufzunehmen, wobei ein gelenkartiger Anschluß der Anker an die Spundwand Durchbiegungen der Ankerstangen verhindert. Ob Damm oder Spundwand — in jedem Falle müssen bei der Festlegung des Aufhebungsmaßes die in dem angenommenen Senkungszeitraum möglichen Wasserspiegelsenkungen abgesetzt werden, um die Ausgleichsmaßnahmen wirtschaftlich aufeinander abzustimmen.

Eine mit ihrem Deckwerk total abgesunkene Uferstrecke (Südufer) mit den Folgen vollständiger Zerstörung und Verwilderung — begünstigt durch die nicht rechtzeitig nach dem Kriege mögliche Einleitung der Aufhebungsarbeiten — zeigt Abb. 9, während aus Abb. 10 das wiederhergestellte Nordufer mit aufgehöhtem Deckwerk zu ersehen ist. Man erkennt auf diesem Bild, wie das Gelände zur Senkungsmulde vor der Brücke stark abfällt — etwa 2,50 m — und die Steinschüttung von 1,00 m bis 2,50 m über Wasser zur Mulde hin als vorsorgliche Maßnahme für den Ausgleich weiterer Senkungen bis 1960 ansteigt.

b) *Hebung der Kanalbrücken.* Weit größere Schwierigkeiten als die absinkenden Dämme bereiten in betrieblicher und technischer Hinsicht die unter das zulässige Maß sinkenden Brücken des Rhein-Herne-Kanals, den



Abb. 9. Stark abgesunkenes Südufer zwischen Kilometer 8 u. 9 des Rhein-Herne-Kanals / Deckwerk vollständig unter den um 1,30 m gesenkten Wasserspiegel abgesunken.

— umsäumt von Wohngebieten und Industrieanlagen — insgesamt rd. 90 Straßen- und Eisenbahnbrücken (Überbauten) auf einer Kanallänge von nur knapp 40 km kreuzen. Mit Rücksicht auf den bei Erbauung des Kanals bereits umgehenden Bergbau wurden die Brücken mit einer lichten Durchfahrthöhe von 5 m und mehr errichtet, um für eine gewisse Zeitspanne einen Spielraum für die zunächst eintretenden Senkungen vorzuhalten. Wenn eine Brücke mit dem sie umgebenden Gelände absinkt, nähert sie sich dem Wasserspiegel, der — auf die betr. Kanalhaltung bezogen — grundsätzlich auf dem festgesetzten Normalstau (NN....) gehalten werden muß. Infolgedessen verringert sich der lichte Abstand zwischen der Brückenunterkante und dem Wasserspiegel im Verlauf des Senkungsvorganges mehr und mehr. Sobald die lichte Durchfahrthöhe das zulässige Maß von 4,50 m zu unterschreiten droht, muß mit der Hebung bzw. Aufhöhung des Brückenbauwerks begonnen werden, weil bei weiterem Absinken der Brücke Leerkähne ohne Ballast nicht mehr verkehren könnten und damit die Schifffahrt zum Erliegen käme.

Bei der Festsetzung des Hebungsmaßes müssen die für einen bestimmten Zeitraum künftig zu erwartenden Senkungen berücksichtigt werden. Solange der Wasserspiegel in einer Haltung nicht gesenkt werden kann, können die Hebungsmaße sehr beträchtlich sein, wenn man bedenkt, daß z. B. bei der Zollvereinsbrücke in

km 20,5 als bisher größtes Senkungsmaß innerhalb eines Jahres 0,70 m gemessen worden sind. So ist unter vielen anderen die Zweigertstraßenbrücke — Kanal- mit unmittelbar anschließender Emscherbrücke — im Zuge der Altenessener Straße bisher um insgesamt rd. 5,50 m gehoben worden. Die erste Hebung war schon vor Inbetriebnahme des Kanals 1913/14 durchzuführen; die letzte Hebung erfolgte im Jahre 1942 um rd. 3 m. Dabei wurden zunächst die westlichen Rampenhälften um rd. 3 m bei Aufrechterhaltung des Verkehrs auf der Ostseite aufgehöht, sodann die Kanal- und Emscherbrücke um das gleiche Maß angehoben und der Verkehr nach nur zweitägiger Unterbrechung über den gehobenen Brückenzug geleitet; im 2. Bauabschnitt wurden die östlichen Rampenteile auf die planmäßige Höhe gebracht.



Abb. 10. Nordufer zwischen Kilometer 8 u. 9 des Rhein-Herne-Kanals wiederhergestellt / Deckwerk (Steinschüttung) bis 2,50 m in der Senkungsmulde vorsorglich aufgehöht.

Die Anhebung der Überbauten wird mittels hydraulischer Pressen, die verwaltungsseitig vorgehalten und unter die an den verstärkten Endquerträgern der Brücken angebrachten Hublager angesetzt werden, unter wechselseitigem Hochstapeln mit geeigneten Träger- oder Schienestücken durchgeführt. Die Trägerstapel werden später in den aufzuhöhen Widerlagerblock, der in seinem oberen Teil eine bewehrte Auflagerbank erhält, einbetoniert. Entsprechend dem durch die Rampenaufhöhung bedingten größeren Erddruck hinter den Widerlagern müssen diese häufig verstärkt werden. In einigen Fällen sind auch zur Entlastung bzw. Verringerung der vorderen Kantendrücken auf der Rückseite der aufgehöhten Widerlager sog. Tornister aus Stahlbeton hochbetoniert und mit Boden als Gegengewicht ausgefüllt worden.

Noch größere Schwierigkeiten und höhere Kosten verursacht die Aufhöhung der Brückenrampen. Die größere Höhe bedingt eine Verlängerung und Verbreiterung der Rampen, wodurch in den meisten Fällen fremdes und wertvolles Gelände in Anspruch genommen werden muß. Wohn- und Geschäftshäuser längs der Rampen werden zum Teil eingeschüttet oder verdeckt — dadurch z. B. die 1. Etage zur Parterrewohnung „degradiert“ bzw. minderwertig — und müssen hoch beschädigt oder gar aufgekauft und abgebrochen werden. Die Straßendecken müssen aufgerissen und nach kostspieliger Neuverlegung von Energie- und Versorgungsleitungen, Straßenbeleuch-

tungen usw. wiederhergestellt werden. Eine Brücken-
aufhöhung — lediglich erforderlich zur Wiederherstel-
lung oder vorsorglichen Vergrößerung des lichten Durch-
fahrtsmaßes — kann somit als kleine Ursache weite Kreise
ziehen und besonders bei Eisenbahnbrücken, die aus
Gründen der betrieblichen Sicherheit mehr als die Straßen-
brücken an vorgeschriebene Gefälle für die Anrampungen
gebunden sind, benachbarte Anlagen stark in Mitleiden-
schaft ziehen. So kann u. U. auch eine Höherlegung der
Anschlußbahnhöfe mit sämtlichen Gleisen, Betriebseinrich-
tungen und Gebäuden erforderlich werden. Wenn schon
eine derartig umfangreiche Schadensbeseitigung noch tech-
nisch möglich ist, so ist sie doch mit außergewöhnlich
hohen Kostenaufwendungen verknüpft, die wirtschaftlich

nicht mehr vertretbar sind. Nachdem daher z. B. in dem
stark absinkenden mittleren Teil der Haltung III—IV
(bisherige Senkungen über 8 m und noch zu erwartende
künftige Senkungen rd. 12 m = insgesamt 20 m!) zahl-
reiche Brücken schon mehrere Meter angehoben worden
sind, das Gelände zu beiden Seiten des Kanals mit wich-
tigen Industrie- und Verkehrsanlagen aber immer noch
weiter absinken wird und schon heute künstlich trocken
gehalten werden muß, ist in diesem Bereich die Grenze
für Hebungs- bzw. Aufhöhungsmaßnahmen inzwischen
erreicht worden, so daß hier die künftige Planung, sowohl
im Kohleabbau, wie in der Schadensbehebung auf Er-
möglichung von Wasserspiegelsenkungen ausgerichtet sein
muß.
(Schluß folgt.)

Umgehung der Iteration beim Crossschen Verfahren.

Von Dipl.-Ing. Günter Raczat, Hagen (Westf.).

Die bekannten Vorzüge des Crossschen Verfahrens
für biegesteife Stabwerke verlieren bei vielstäbigen oder
unsymmetrischen Systemen an Gewicht, sobald zahlreiche
Belastungsfälle untersucht werden müssen. Der Iterations-
prozeß wird verwirrend und schwerer nachprüfbar, so daß
die Neigung entsteht, sich mit groben Näherungen zu be-
gnügen. Andererseits ist bekannt, wie überraschend groß
die Fehler bei der in üblicher Weise angenäherten Berechnung
biegesteifer Stabwerke werden können, etwa indem
die Anzahl der untersuchten Belastungsfälle eingeschränkt
oder die Rahmenriegel als Pseudodurchlaufbalken be-
trachtet werden. Die hier gezeigte Berechnungsweise soll
die genaue Untersuchung in so einfacher Weise ermög-
lichen, daß keine Scheu besteht, alle Feldbelastungen ein-
zeln vorzunehmen. Sie bedient sich im wesentlichen be-
kannter Elemente, vor allem der beim Crossschen Ver-
fahren üblichen äußeren Form und läßt eine sehr allge-
meine Schematisierung der Berechnung zu.

Um die Zahlenfülle der verschiedenen Rechengänge zu
vermindern, wird der Iterationsprozeß in eine Vorberechnung
verlegt, die für das gegebene System ein für alle
Male vorweg zu erledigen ist, genau wie es bei den Ver-
fahren mit simultanen Gleichungen gehandhabt wird.
Darüber hinaus wird der Iterationsprozeß mittels der
Summenformel der geometrischen Reihe übersprungen. So
ergeben sich Verteilungs- und Übertragungszahlen, die
bei Cross unter der Voraussetzung nicht drehbarer
Nachbarknoten errechnet werden, hier mit Hilfe zweier
Formeln sofort praktisch genau als richtige Festwerte,
welche die elastische Drehbarkeit aller Knoten berück-
sichtigen und daher annähernd denen des Straßner-Suter-
Verfahrens oder den halben Einspannungsgraden nach
Saliger entsprechen. Als Ausgangswerte dienen wie bei
Cross die Stabendmomente bei fester Einspannung.

Genau genommen ist hier eine Berechnungsform er-
zielt, wie sie sehr ähnlich mit dem Vorschlag von Lin [1]
gegeben ist, über den D e n e d d e berichtet hat [2], [3],
und der unverdient wenig Beachtung gefunden hat. Die
Hauptformeln sind jedoch anders abgeleitet, und die
Handhabung ist stärker mechanisiert. Außerdem ist die
gegenseitige Beeinflussung der Knotensteifigkeiten in voll-
ständiger Weise berücksichtigt, als wenn die Festwerte
von jedem der Stabwerksenden her fortschreitend ermit-
telt werden, wie es bei Lin, Straßner, Saliger
und anderen geschieht.

Zur Vereinfachung sind die zweitbenachbarten Kno-
ten als nicht drehbar angenommen. Diese Vereinfachung
ist jedoch nicht wesenseigen; sie kann, wenn auch ohne
Gewinn an praktischer Genauigkeit, aber naturgemäß mit
einer gewissen Einbuße an rechnerischer Kürze, durchaus
unterbleiben. Näheres geht aus der im dritten Abschnitt
gegebenen Ableitung hervor.

Die Verschiebbarkeit der Knoten ist durch besondere
Rechengänge zu berücksichtigen. Auf die innere Ver-
wandtschaft mit den anderen heute bekannten Verfahren
wird hier nicht eingegangen. Besondere Regeln für ein-
fachere Stabwerksformen sind unnötig, da sich die dabei
möglichen Verkürzungen der Rechnung selbsttätig ergeben.

Verfahren.

Das Verfahren wird an einem Beispiel vorgeführt, das
zugleich eine Zusammenstellung der Rechenregeln be-
deutet.

Wir verstehen unter $a, b, c, \dots$, allgemein i, k , die
Knoten des biegesteifen, beliebig geformten Stabwerkes.
Die Indizes $a, b \dots i, k$ kennzeichnen die den Knoten, die
Indizes ik, ki die den Enden i oder k des Stabes ik zu-
geordneten Größen.

$\bar{v}_{ik}$ ist die „bedingte“ Momenten-Verteilungszahl für
Stab ik am Knoten i ,

$\bar{\mu}_{ik}$ ist die „bedingte“ Fortleitungszahl über Stab ik von
von i nach k .

Sie seien „bedingt“ genannt, weil sie unter der Bedin-
gung fester Einspannung bei k (wie nach Cross) gelten.
Falls $I = \text{const}$, ist $\bar{\mu}_{ik} = 1/2$.

v_{ik} und μ_{ik} sind die „wahren“ Verteilungs- und Fort-
leitungszahlen, berechnet bei elastisch drehbaren
Knoten.

Die Werte $\bar{v}_{ik}$ und v_{ik} sind negativ einzusetzen.

Ziel der allgemeinen Vorberechnung ist die Bestimmung
der v_{ik}, μ_{ik} aus den $\bar{v}_{ik}, \bar{\mu}_{ik}$. Hierzu dienen die Formeln

$$v_{ik} = \bar{v}_{ik} \left(1 + \sum_i S\right) + S_{ik}, \quad (1)$$

$$\mu_{ik} = \bar{\mu}_{ik} \frac{v_{ik}}{v_{ik}} (1 + v_{ki}) \left(1 + \sum_i S - S_{ik}\right), \quad (2)$$

deren Ableitung im folgenden Abschnitt gegeben wird.
Hierin bedeuten

$$S_{ik} = \frac{\kappa_{ik}}{1 - \kappa_{ik}} \quad (3)$$

$$\text{und} \quad \kappa_{ik} = v_{ik} \cdot \bar{\mu}_{ik} \cdot v_{ki} \cdot \bar{\mu}_{ki} \quad (4)$$

(beide jedem Stab zugeordnet). Falls $I_{ik} = \text{const.}$,

$$\kappa_{ik} = \frac{\bar{v}_{ik} \cdot v_{ki}}{4}.$$

$\sum_i S$ ist die Summe der Werte S_{ik}, S_{il}, S_{im} , d. h. der
Werte S aller am Knoten i zusammentreffenden Stäbe.
Die Größe $\sum_i S - S_{ik}$ ist die Summe der Werte S aller
am Knoten i zusammentreffenden Stäbe, ausgenommen
des Stabes ik .

Die Berechnung vollzieht sich wie folgt: Das System Abb. 1 sei für Belastung einzelner Riegel und für eine horizontale Einzellast in Höhe des Riegels ab zu untersuchen. Man schreibt in einer $\bar{\nu}$ -Skizze die Zahlen $\bar{\nu}_{ik}$ an und fügt die Werte S_{ik} hinzu, die in einem Zuge auf dem Umweg über die Werte κ_{ik} zu ermitteln sind (Abb. 2).

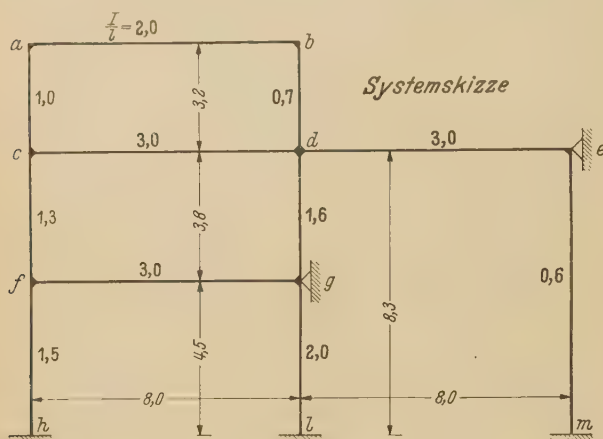


Abb. 1.

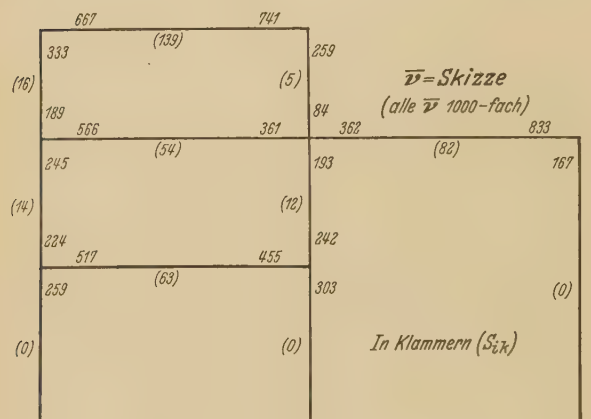


Abb. 2.

Falls $\bar{\mu} \neq 1/2$, wird zweckmäßigerweise auch eine $\bar{\mu}$ -Skizze angefertigt. Es schließt sich die Auswertung von Gl. (1) in Tabelle 1 an; die darin in Spalte 7 errechneten Werte werden in eine ν -Skizze (Abb. 4) eingetragen, die nun

Tabelle 1.
(alle Werte 1000fach)

Knoten i	Stabende ik	S_{ik}	$1 + \sum_i S_{ik}$	$\bar{\nu}_{ik}$	$\bar{\nu}_{ik} (1 + \sum_i S_{ik})$	ν_{ik}
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6) = (4) · (5)	(7) = (6) — (3)
a	ab	139	1155	667	770	631
	ac	16		333	385	369
b	ba	139	1144	741	848	709
	bd	5		259	296	291
c	ca	16	1084	189	205	189
	cd	54		566	613	559
	cf	14		245	266	252
d	dc	54	1153	361	416	362
	db	5		84	97	92
	de	82		362	417	335
	dg	12		193	223	211
e	ed	82	1082	833	901	819
	em	0		167	181	181
f	fc	14	1077	224	241	227
	fg	63		517	557	494
	fn	0		259	279	279
g	gf	63	1075	455	489	426
	gd	12		242	260	248
	gl	0		303	326	326

bereits bei der Ausfüllung der μ -Bruchstriche gemäß Gl. (2) in Abb. 3 verwendet wird. Das Einsetzen der Werte in die Gl. (2) erfolgt, um Fehler zu vermeiden, ganz systematisch: Man zieht die Bruchstriche, setzt nacheinander die $\bar{\nu}$ in alle Zähler, für $\bar{\mu} = 1/2$ eine 2 in alle Nenner, alle ν in die Nenner, die Differenzen der ν_{ki} (vom

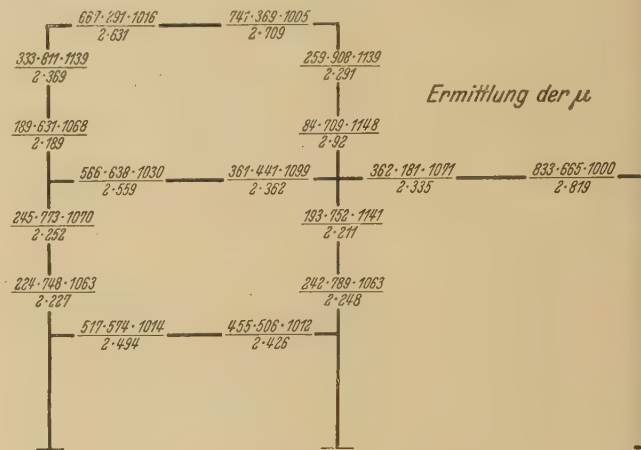


Abb. 3.

jeweils anderen Stabende!) gegen 1 in alle Zähler und schließlich, die $\bar{\nu}$ -Skizze mit den darin eingetragenen Zahlen S_{ik} benutzend, die Werte $1 + \sum_i S - S_{ik}$ in die Zähler. Die Ergebnisse aller dieser Bruchstriche werden in die μ -Skizze (Abb. 5) eingetragen. Abb. 4 u. 5 dienen bei der Behandlung der Belastungsfälle als Handwerkzeug.

In Abb. 6 bis 9 sind einzelne Belastungsfälle untersucht. Die Ausgangsmomente (hier zu ± 1000 kgm angesetzt), die für feste Einspannung gelten, werden in folgender Weise verteilt und fortgeleitet:

1. Verteilung der Beträge $\sum M \neq 0$ an allen Knoten nach Maßgabe der ν .

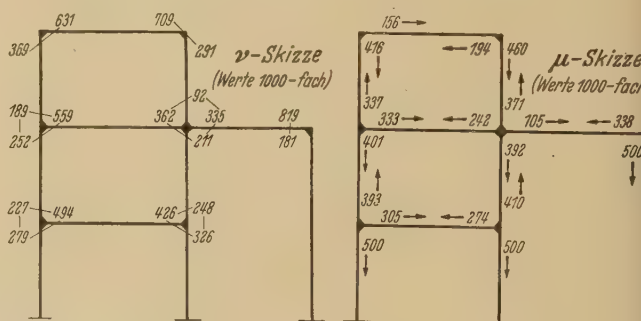


Abb. 4.

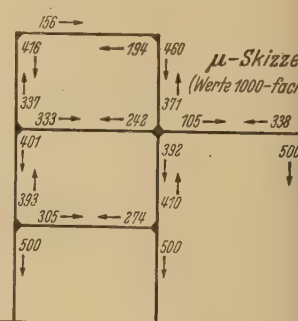


Abb. 5.

2. Fortleitungs- und Übergangsschritte über die Stabzüge nach Maßgabe der ν und μ bis zur Grenze der Rechengenauigkeit, höchstens etwa 0,5 % der Ausgangsmomente. Jeder einzelne dieser Schritte besteht aus Fortleitung über einen Stab und unmittelbar anschließendem Übergang auf die jenseits des nächsten Knotens folgenden Stäbe. Hierbei benutzt man, angenommen es handelte sich um Fortleitung über Stab ik und Übergang über Knoten k auf die Stäbe kp, kq, kr usw., die Ansätze

$$\left. \begin{aligned} M_{kp} &= \frac{M_{ki}}{1 + \nu_{ki}} \cdot \nu_{kp}, \\ M_{kq} &= \frac{M_{ki}}{1 + \nu_{ki}} \cdot \nu_{kq}, \\ M_{kr} &= \frac{M_{ki}}{1 + \nu_{ki}} \cdot \nu_{kr}, \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

dabei die Nenner im Kopf berechnend. Da $\nu < 0$, ändern sich die Vorzeichen. Fortleitungsschritte werden durch

Pfeile gekennzeichnet. Eine Zahl, zu der kein Pfeil zeigt, ist immer ein Übergangsbetrag und muß bei nächster Gelegenheit noch fortgeleitet werden, unter Umständen zusammen mit einem bis dahin noch anfallenden weiteren Übergangsbetrag.

Der kürzeste Fortleitungsprozeß wird erreicht, wenn nach der Verteilung der Ausgangsmomente die Fortleitung zuerst über den belasteten Stab erfolgt.

Die Ergebnisse aus Abb. 9 können außer zur Berücksichtigung der Last W hier auch zur Verbesserung der anderen Ergebnisse benutzt werden, soweit der Einfluß der Verschiebbarkeit der Knoten a und b von Bedeutung ist. Die Auswertung der berechneten Stabendmomente zur Bestimmung der Größtmomente bleibt hier fort.

Es ist zweckmäßig, die Wirkung jeder Riegelbelastung einzeln zu untersuchen, weil das hier gezeigte Verfahren allein dann nennenswerte Vorteile vor der Crossschen Form hat; für gleichzeitige Belastung mehrerer Riegel ist aber der Rechnungsgang der gleiche und hat etwa Aussehen und Umfang wie in Abb. 9. Wird keine große Genauigkeit gefordert, kann die Fortleitung früher abgebrochen werden.

Ableitung.

Zur Ableitung der Gl. (1) und (2) wird mittels des Crossschen Verfahrens allgemein die Aufgabe gelöst, für ein an einem beliebigen Knoten i angreifendes Moment $+1,000 \text{ tm}$, die auf die Enden der anschließenden Stäbe entfallenden Beträge und die gleichzeitig an den anderen Stabenden auftretenden sekundären Momente zu ermitteln. Damit werden sich in den ersten der Zahlen ν und in den Verhältnissen je zweier Endmomente eines Stabes die Zahlen μ ergeben. Es ist bekannt, daß die aufeinanderfolgenden Momentenausgleichsschritte die ersten Glieder unendlicher geometrischer Reihen sind. Die Summe einer konvergenten geometrischen Reihe ist

$$\lim_{p \rightarrow \infty} \sum_{p=1}^{\infty} \kappa^p = \frac{\kappa}{1 - \kappa} \quad (6)$$

Diese Formel kann in einfachen Fällen dazu benutzt werden, die unbekannten Stabendmomente biege steifer Stabwerke in geschlossener Form anzuschreiben, eine Möglichkeit, die bereits auch von anderer Seite angewendet worden ist [4], [5]. Ihre allgemeine Verwertung stößt auf Schwierigkeiten, da die theoretische Anzahl der geometrischen Reihen oft die Anzahl der Ausgleichsschritte oder, was dasselbe ist, die der von Null nennenswert verschiedenen Glieder übersteigt, so daß sich auf diese Weise keine Abkürzung zu ergeben scheint. Bei der eingehenden Untersuchung bieten sich aber wesentliche Vereinfachungen an.

Um die Zusammenhänge zu erkennen, sei zunächst die Lösung der soeben gestellten Aufgabe am Balken auf mehreren Stützen gezeigt (Abb. 10). Mit den Steifigkeiten $I:l = K$ werden die „bedingten“ Verteilungszahlen ν wie üblich errechnet. Die Iteration ergibt als erste die in Abb. 10 angeschriebenen Beträge. Man erkennt, wie der Anfangsbetrag der unausgeglichene Momentensumme — hier zu $+1,000 \text{ tm}$ angenommen — mit dem Wert κ multipliziert vom nächsten Knoten gleichsam zurückgeworfen wird. Danach sind als unausgeglichene Momentenbeträge bei c vorhanden

$$1,000 \cdot \kappa_{bc} + 1,000 \cdot \kappa_{cd}$$

oder kurz

$$\kappa_{bc} + \kappa_{cd}.$$

Betrachtet man zunächst κ_d für sich, so kehrt dieses nach abermaliger Verteilung bei c , Fortleitung nach d , Verteilung bei d und Fortleitung nach c als κ_{cd}^2 zurück. Wird dieser Betrag im Verlauf der Iteration verfolgt, so zeigt sich die Reihe

$$\kappa_{cd} + \kappa_{cd}^2 + \kappa_{cd}^3 + \dots = \sum_{p=1}^{\infty} \kappa_{cd}^p \quad (7)$$

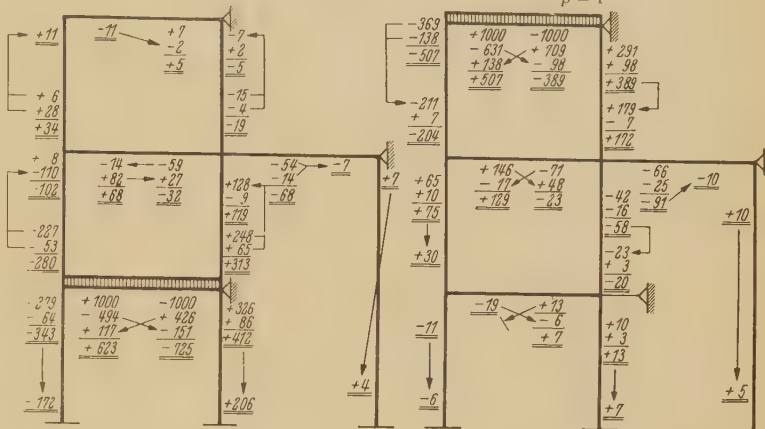


Abb. 6.

Abb. 7.

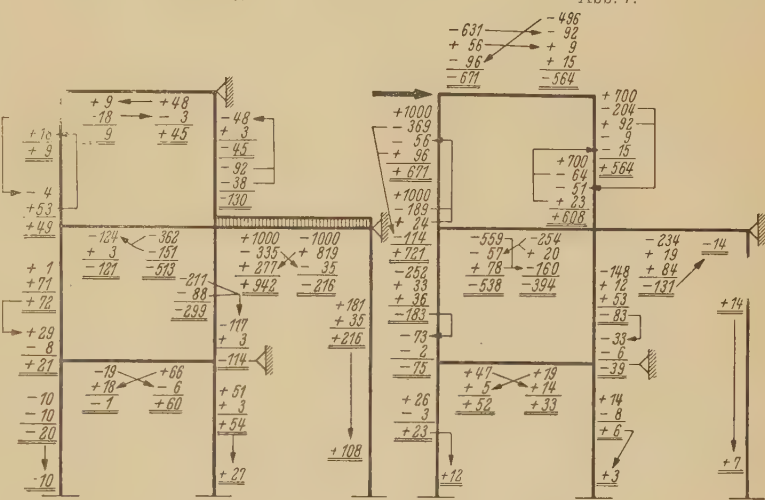


Abb. 8.

Abb. 9.

Sie ist wegen $\kappa_{cd} < 1$ konvergent und hat die Summe

$$S = \frac{\kappa_{cd}}{1 - \kappa_{cd}}$$

Es kommen noch weitere Beträge in der Iteration vor, z. B. die in Abb. 11 angeschriebenen. Demnach sammeln sich auch die Produkte zweier verschiedener κ und deren Potenzen bei c an. Diese Reihen sind insgesamt von der Form

$$\sum_{p,q=1}^{\infty} \kappa_{cd}^p \cdot \kappa_{de}^q \quad (8)$$

(p und q voneinander unabhängige, positive, ganze Zahlen). Auch das sind noch nicht alle möglichen Reihen; die Gesamtheit aller Reihen ist

$$\sum_n \sum_{p,q,r,s,\dots,z} \kappa_1^p \cdot \kappa_2^q \cdot \kappa_3^r \cdot \kappa_4^s \cdot \dots \cdot \kappa_n^z$$

($p, q, r, s, \dots, z$ voneinander unabhängige, positive ganze Zahlen, 1, 2, 3, 4, ... n alle möglichen bei Knoten c beginnenden Stabketten mit 1, 2, 3, 4, ... m Stäben).

Die Produkte verschiedener κ aber sind bereits in den ersten Potenzen so klein, daß sie fortbleiben können. Der Nachweis der Zulässigkeit unterbleibt hier, da sich diese Vernachlässigung mit der allgemein geduldeten An-

tungen aufgestellt worden, so daß im Hochgebirge der Kabelkran fast immer als das gegebene Fördermittel erscheint.

Aber nicht nur auf Großbaustellen kann der Kabelkran zweckmäßig und wirtschaftlich zum Einsatz gebracht werden, sondern z. B. auch zur Lagerplatzbedienung in der Baustoffindustrie, wo der Rohstoff, wie der Kalk-

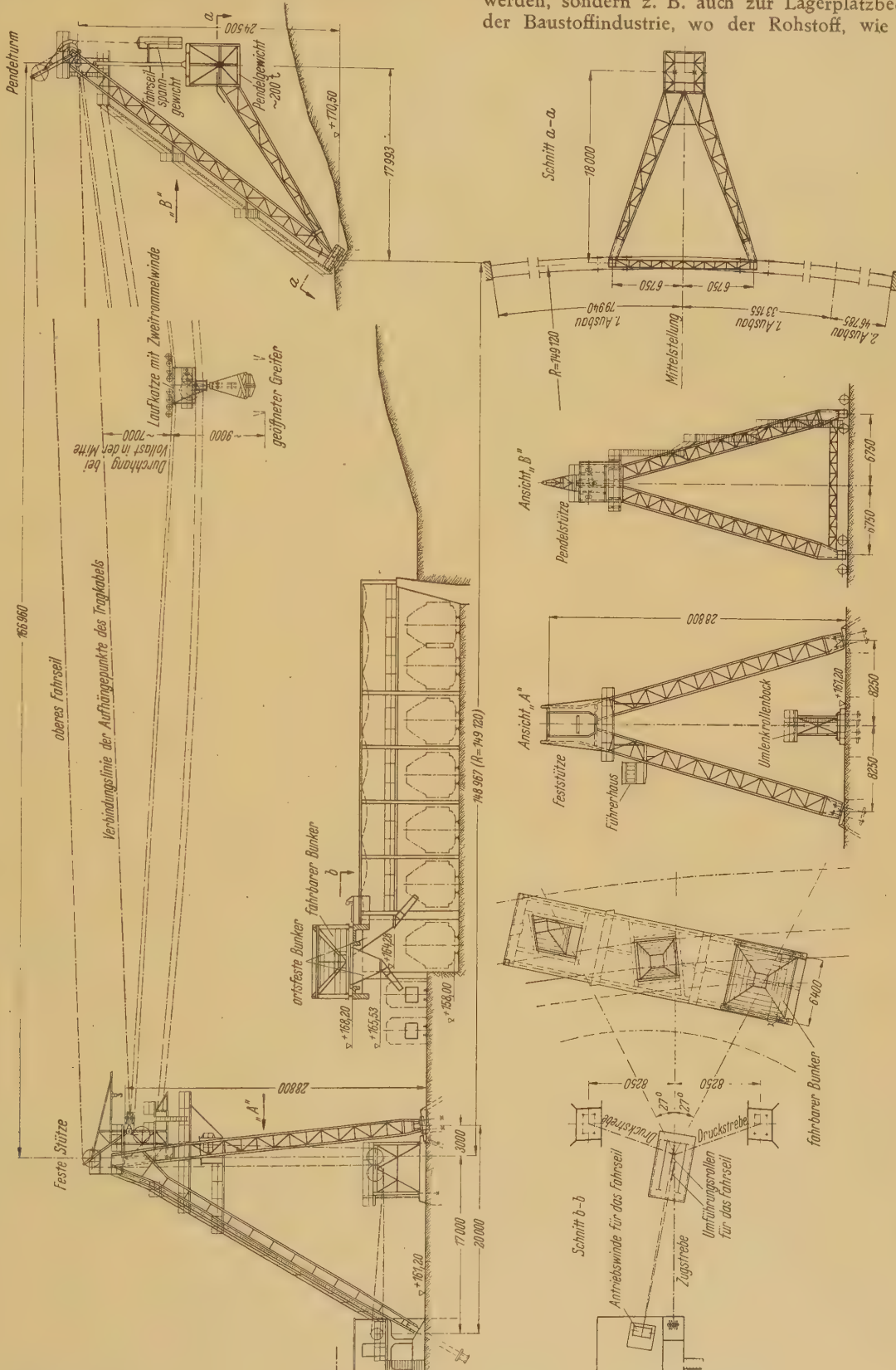


Abb. 1. Zusammenstellung der radial fahrbaren Kabelkrananlage Dornap mit den beiden Stützen, der Laufkatze und dem fahrbaren Verladebunker.

Da die Bauzeit der Talsperren meist nur zwei bis vier Jahre beträgt, so wurde ein Teil der eingesetzten Kabelkrane nach entsprechendem Umbau und Überholung wieder auf anderen Baustellen verwandt, so daß die Lebensdauer dieser Förderanlagen oft zehn bis zwanzig Jahre betragen kann.

stein, von den Gruben kommend, zu Zement verarbeitet wird, wie im nachstehenden Beispiel gezeigt werden soll.

Bauliche Einzelheiten des Kabelkrans.

Die Rhein.-Westfäl. Kalkwerke in Dornap, die im anschließenden Werksgelände außer der Zementfabrik

auch Kalkgruben besitzen, benötigten nach Kriegsende eine leistungsfähige Förderanlage zur Lagerplatzbedien-
nung, um die laufend aus den Gruben herangebrachten
großen Kalksteinmengen übersichtlich lagern und im
Bedarfsfalle wieder zwecks Weiterverarbeitung von der
Halde zurückverladen zu können. Für diese Förderauf-
gabe wurde eine Kabelkrananlage der Firma J. Pohlig
A.-G., Köln, gewählt, die im Jahre 1947/48 zur Auf-
stellung gelangte. Um eine möglichst große, etwa drei-

pflegt, da die Höchstlast nicht dauernd, sondern nur ge-
legentlich gefördert wird. Daher muß bei dem Vor-
liegen der schweren Betriebsweise diesem Umstand Rech-
nung getragen werden, da alle mechanischen Teile, die
der Abnutzung unterliegen, ständig hoch beansprucht
werden. Wie aus Tabelle 1 hervorgeht, wurde dies auch
bei der Wahl der beiden Hubmotoren berücksichtigt, die
65 % ED besitzen, weil auch im flotten Förderbetrieb oft
längere Zeit ohne Pausen gearbeitet wird.

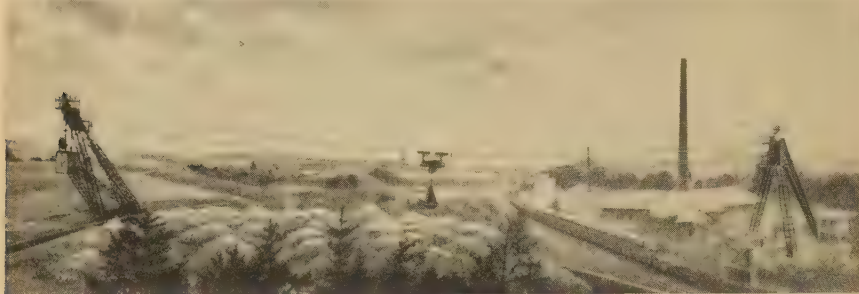


Abb. 2. Gesamtansicht der Kabelkrananlage an der Zementfabrik Dornap mit den Werksanlagen und dem Lagerplatz zur Stapelung von Kalkstein.

ecksförmige Fläche neben den Gleisanlagen (Abb. 1 und 2)
mit Kalkstein bedienen zu können, wurde die Anord-
nung für einen radiaalfahrbaren Kabelkran getroffen, und
zwar mit einer Spannweite von 178 m und einer kreis-
förmigen Fahrbahnlänge von etwa 115 m beim ersten
Ausbau. Beim zweiten Ausbau ist eine weitere Fahr-
bahnverlängerung um 46 m geplant, so daß dann die ent-
stehende Sektorfläche, ähnlich einer gleichseitigen Drei-
ecksfläche, eine erhebliche Lagermöglichkeit für den Kalk-
stein besitzt, ohne daß die benachbarten Gleisanlagen
beeinträchtigt werden.

Der mit zwei Tragseilen ausgestattete Kabelkran von
etwa 14 t Tragkraft dient nun zur Beschickung dieses
kreissektorförmigen Lagerplatzes bis zu etwa 10 m Schüt-
thöhe. Als Fördergefäße für den Kalkstein
werden zur Lagerung Klappkübel von 4,6 cbm
Inhalt und andererseits für die Rückverladung
von der Halde in einen fahrbaren Verlade-
bunker ein Trimmgreifer in Sonderbauart von
3,5 m³ Inhalt benutzt. Der Kalkstein wird
mit den Klappkübeln auf Spezialwagen un-
mittelbar aus den benachbarten Kalkgruben
zur Kübelaufnahme unter dem Kabel-
kran herangefahren; von dort befördert der
Kabelkran den vollen Klappkübel über einen
fahrbaren Bunker und mehrere Bahngleise
der Bundesbahn hinweg zum Lagerplatz und
entleert ihn durch Betätigung der Zwei-
trommelwinde in der Luft schwebend
(Abb. 5); anschließend wird sofort die Rück-
fahrt zwecks Austausches des leeren gegen
einen neuen vollen Kübel angetreten. Bei der
Rückverladung des Kalksteins von der Halde
wird das Fördergut über dem Beladebunker
entleert, unter dem die Wagen zur Weiter-
förderung nach der Zementfabrik bereit-
gestellt sind.

Um die Öffen- und Schließbewegung sowohl des
Klappkübels als auch des Greifers (Abb. 6) mechanisch
durchführen zu können, ist eine Zweitrommelwinde auf
der auf zwei Tragseilen beweglichen Laufkatze angeord-
net, von denen jede Trommel unabhängig durch einen
Elektromotor angetrieben wird.

Da also der Kabelkran dauernd mit der Vollast ar-
beitet, entweder Kübel oder Greifer — abgesehen von
der leeren Rückfahrt —, so kann man in diesem Falle
„Schweren Förderbetrieb“ als gegeben annehmen, was
sonst im normalen Baubetrieb nur seltener vorzukommen

Andererseits ist die ortsfeste Katz-
fahrwinde als normale Eintrommel-
winde gebaut und von einem Elek-
tromotor von 125 kW und 40 % ED
angetrieben und in einem Winden-
haus am Fuße des festen Turmes
untergebracht. Dieser als Dreibock
durchgebildete Turm ist bis zum
obersten Podest über den Trag-
kabeln 32 m hoch (Abb. 1 und 2)
und auf Fundamenten gelagert.

Die fahrbare Stütze auf der Ge-
genseite ist als Pendelstütze konstru-
iert, so daß durch die Auf- und Ab-

bewegung des Pendelgewichts von etwa 200 t (Abb. 1 und 3)
nach Maßgabe der jeweils rollenden Last die Spannun-
gen in beiden Tragseilen immer nahezu konstant bleiben.
Außerdem hat die Anordnung des Pendelturms weiter
den Vorteil, daß die Lastwegkurve der Laufkatze (flache
Parabel) keine stärkeren Anfahrtswinkel in der Nähe der
beiden Stützen erhält, so daß die Steigungen verhältnis-
mäßig schwach sind und sich auf die ganze Fahrtstrecke
verteilen. Durch die Anordnung der auf der Laufkatze
befindlichen Zweitrommelwinde für Heben und Entleeren
des Kübels oder Greifers wird weiter erreicht, daß die
sonst üblichen und zu vielfachen Betriebsstörungen An-
laß gebenden sogen. „Seilreiter“, die den schädlichen
Durchhang der Arbeitsseile über dem Lagerplatz ein-



Abb. 3. Ansicht des Kabelkrans von der Seite des fahrbaren Pendelturms mit der Laufkatze.

schränken sollen, vollkommen in Wegfall kommen
können. Dagegen wird das „endlose“ Fahrseil, dessen
beide Seilstränge auch oberes und unteres Fahrseil ge-
nannt werden, ständig durch ein Gegengewicht unter
Spannung gehalten, das auf dem Pendelturm in Führungs-
schienen auf- und abgleiten kann, so daß auch bei diesem
Seil keine störenden Durchhänge auftreten können. Die
von der Fahrwinde ausgehende Linienführung des Fahr-
seils geht von der gerillten Fahrtrommel über einen seit-
lich etwas einstellbaren Umlenkrollenblock, so daß beide
Seilstränge keine übermäßige große Ablenkung von den

Trommelrillen erleiden, die im Durchschnitt etwa 4% nicht wesentlich überschreiten darf.

Die Höhe des Pendelturms beträgt von den Laufschienen bis zur Tragkabelaufhängung etwa 27 m; er fährt auf einer doppelgleisigen, kreisförmigen Schienenlaufbahn und ist an beiden Enden des Fahrwerksträgers (Abb. 4)

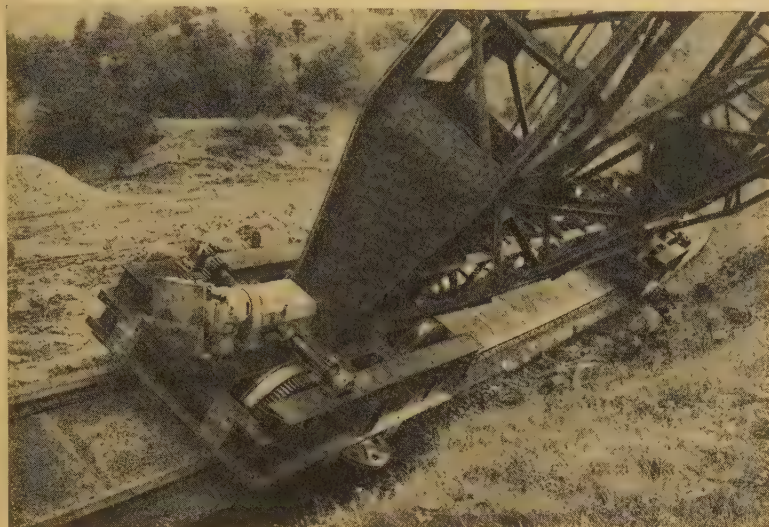


Abb. 4. Ansicht des auf 2 Schienen laufenden Fahrwerkes der Pendelstütze mit den Fahrwerksantrieben.

mit je einem elektrisch angetriebenen Fahrwerk ausgestattet und läuft beiderseits auf vier Stahlgußlaufrädern. Die Fahrgestelle selbst sind mit je einem Kreuzgelenk versehen, um sowohl das Auspendeln der Stütze als auch kleinere Ausschwingungen infolge Unebenheiten der Schienen oder deren Verlegung ausgleichen zu können. An der Bauart der Pendelturmfahrwerke ist weiter bemerkenswert, daß die sich seitlich gegen den Schienenkopf anlegenden großen Druckrollen zur Aufnahme der vom Tragseilzug hervorgerufenen Schubspannungen bestimmt sind und zur Schonung der Laufradkränze erheblich beitragen. Die Fahrgeschwindigkeit der Stütze beträgt etwa 10 m/min; sie wird vom Führerstand auf der festen Stütze eingeleitet. — Die Fahrbewegung des Pendelturms braucht nur verhältnismäßig selten innerhalb größerer Zeitabschnitte, und zwar nach Maßgabe des Fortschreitens der Aufschüttung bzw. der Rückverladung eingeschaltet zu werden, so daß der Kabelkran wenigstens vorübergehend einen mehr stationären Charakter besitzt. — Die Stromzuführung für die Antriebsmotoren der Fahrwerke des Pendelturms erfolgt durch die zwischen den beiden Stützen aufgehängten zwei Stromüberführungskabel, die wiederum durch zwei Halteseile zwischen den Türmen getragen werden und damit in ihren Durchhängen etwas beschränkt werden. Diese Halteseile werden an der Pendelstütze über zwei Seilrollen geführt und durch ein gemeinsames Gegengewicht gespannt, so daß der Durchhang der Stromüberleitungskabel bzw. der beiden Halteseile von der Pendelbewegung der Stütze unabhängig und stets konstant bleibt.

Die Aufhängepunkte dieser beiden Seilarten sind so gewählt, daß auch bei starkem Wind oder verschiedenen Stellungen der Last keinerlei Berührungen derselben mit den übrigen Arbeitsseilen, insbesondere mit dem Fahrseil, eintritt.

Die Bemessung der bereits erwähnten Turmhöhen für den Kabelkran war zunächst abhängig von der Schütthöhe auf dem Lagerplatz und dem Längsprofil der Anlage. Weiter kommt das Profilmaß des hängenden Greifers oder Kübels in geöffnetem Zustand hinzu, das etwa 9 m beträgt (Abb. 1), gemessen vom Tragkabel, und schließlich kommt noch der Durchhang des Tragseils in der Mitte der Spannweite bei Vollast hinzu, der auch etwa 7 m be-

trägt. — Die Sicherheit der beiden vollverschlossenen Tragseile von je 60 mm Ø, welche die Fahrbahn für die Laufkatze darstellen, wurde mit reichlich dreifach gegen die Zugspannung gewählt, während die auftretenden Biegungsspannungen dabei unberücksichtigt bleiben. Die Bruchlast jedes der Seile beträgt etwa 310 t. — Die

vollverschlossene Seilmachart besitzt bekanntlich erhebliche Vorzüge gegenüber der vielfach angewandten Spiralmachart, indem nämlich durch das dachziegelartige Übereinandergreifen der S-förmigen Drähte der äußeren Decklage keine Drähte aus dem Seilgefüge heraustreten können und weiter das Eindringen von Feuchtigkeit und Schmutz durch die Decklage ins Innere verhindern. Allerdings müssen gelegentlich Nachprüfungen des Seiles von der Laufkatze aus erfolgen, um gegebenenfalls eintretende Brüche einzelner Drähte festzustellen. Im vorliegenden Falle sind auch die beim Entleeren des Kübels oder des Greifers auftretenden Hebe- und Senkbewegungen der Tragseile verhältnismäßig gering, und zwar im gleichen Maße wie die Bewegungen des Pendelturms, infolge der kleinen oder nur mittelgroßen Spannweite des Kabelkrans und da außerdem die Durchhangsunterschiede zwischen leerem oder vollem Kübel bzw. Greifer nicht sehr erheblich sind.

Damit bei der Fahrbewegung des Pendelturms die Tragkabelbefestigungen an der festen Stütze der Schwenkung folgen können, ist im Stützenkopf ein Schwenkbock gelagert. An diesem drehbaren Bock sind die beiden Tragkabel mittels eines Ausgleichshebels

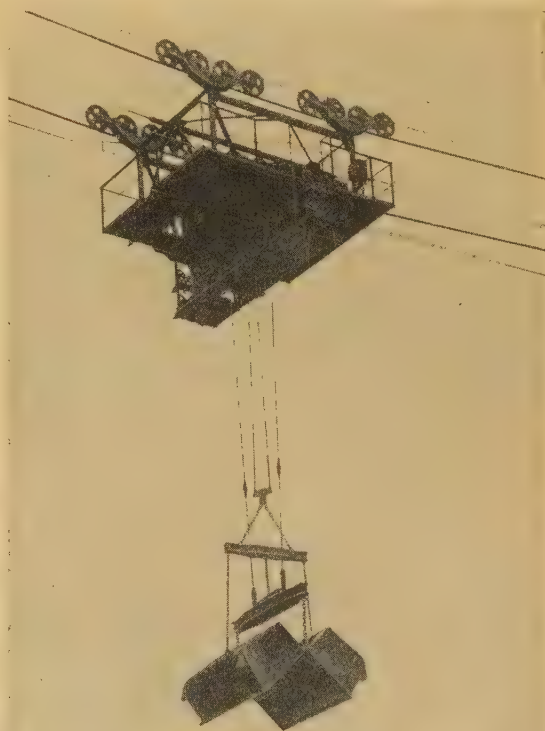


Abb. 5. Ansicht der auf 2 Tragseilen beweglichen Laufkatze des Kabelkrans nebst angehängtem Klappkübel in geöffnetem Zustande.

festigt, so daß immer in beiden Seilen die gleiche Seilspannung gewährleistet werden kann. Die höchste rollende Last, die auf den Tragkabeln bewegt wird, hervorgerufen durch das Gewicht der Laufkatze + gefüllten Greifer beträgt insgesamt 25 t, d. h. 12,5 t je Tragkabel. — Die stets ungefähr gleichbleibende Tragseilspannung, un-

abhängig von der jeweiligen Last, beträgt je Seil etwa 85 t, insgesamt also 170 t. Um diese Spannung zu erhalten, ist unter Berücksichtigung des Hebelarms, an dem die Horizontalkraft der Seilspannung angreift, ein Pendelgewicht von etwa 200 t erforderlich, das in einem Eisenkonstruktionsgerüst durch Steine usw. aufgemauert ist (Abb. 3). — Damit nun dieses Pendelgewicht bei den auftretenden Pendelschwingungen des Turmes nicht frei um die Turmspitze ausschlagen kann, ist es durch zwei eiserne Gitterträger mit dem Fahrwerksträger starr verbunden.

Im Vergleich zu den auf festen Fahrbahnen laufenden Verladebrücken oder Laufkränen ist hervorzuheben, daß beim Kabelkran die meist schädliche Wirkung von Stößen, wie z. B. beim Absenken der Last und plötzlichem Bremsen, dadurch ferngehalten oder stark gedämpft wird, daß das Tragseil infolge seiner Elastizität und auch die übrigen Seile federnd nachgeben und die Stöße auffangen.

Die Laufkatze (Abb. 5) läuft auf insgesamt 16 Laufrädern, so daß auf jedes Laufrad nur wenig über 1 t Rad-

Kranes dauernd über die Umführungsrollen laufen müssen und daher ständiger Hin- und Herbiegung ausgesetzt sind, sind feindrähtige Litzenspiralseile, die auch sonst im allgemeinen im Kranbau Anwendung finden.

Für die Stromzuführung zur Laufkatze sind acht Schleifleitungen, je vier zu beiden Seiten der Laufkatze, vorgesehen, die an beiden Stützen fest angeschlossen wurden, also ohne Spannungsgewichte. Dadurch paßt sich der Durchhang dieser Schleifleitungen auch bei Bewegungen der Pendelstütze dem jeweiligen durch die Last verursachten Durchhang der Tragseile an. Zur Stromabnahme ist die Laufkatze mit besonderen Rollenstromabnehmern versehen, die eine einwandfreie Stromabnahme ohne Funkenbildung gestatten. — Die übrigen technischen Daten der Anlage sind in Tabelle 1 zusammengestellt.

Das Führerhaus ist am Kopfe der festen Stütze, etwa 20 m über der Erde, etwas seitlich angeordnet, so daß der Kranführer eine gute Aussicht über das gesamte Verladegebiet und die Gleisanlagen mit dem Überladebunker von oben herab besitzt. Außer den Steuerhebeln ist auf der Vorderseite am Fenster auch ein Teufenzeiger angebracht, welcher von der Fahrwinde angetrieben wird und auch bei unsichtigem Wetter die jeweilige Stellung der Laufkatze anzeigt.

Um den grobstückigen Kalkstein (Abb. 6) aufnehmen zu können, mußte eine ziemlich schwere Greiferbauart nach Art der Trimmgreifer mit großer Klawierung gewählt werden, welcher mit dem schwer griffigen Fördergut bei jedem Förderspiel ausreichende Greiferfüllungen erzielt. — Auch ein gleichzeitiges Heben und Fahren der Last kann durch den Kranführer eingeschaltet werden, da beide Antriebe unabhängig voneinander arbeiten und durch verschiedene Motoren angetrieben werden. Damit kann eine Diagonalebewegung der Last über dem Lagerplatz erzielt werden, welche einer Erhöhung der Förderleistung nahekann.

Die Zugängigkeit aller Teile der Anlage, und zwar sowohl der beiden Türme als auch der Laufkatze, wird durch bequeme Aufstiegleitern und breite Podeste erleichtert, so daß jederzeit eine Kontrolle aller wichtigen mechanischen und Eisenkonstruktionsteile sowie eine Schmierung der Laufrollen usw. möglich wird. Auch auf der Laufkatze ist ausreichend Platz für eine Revision der Winde und der elektrischen Teile; ebenso kann von da eine Prüfungsfahrt der beiden Tragseile angetreten und gleichzeitig eine Unterrichtung über den Zustand der übrigen Seile von dort aus stattfinden.

Der Kabelkran und der fahrbare Beladebunker werden nur durch einen Kranführer bedient. Lediglich bei Kübelbetrieb sind zusätzlich 2 Bedienungsleute notwendig, welche nach jedem Kranspiel das Austauschen der leeren gegen die vollen Kübel vornehmen. Durch dieses Einsparen an Bedienungspersonal wird ein betriebssicheres und wirtschaftliches Arbeiten der Anlage ermöglicht.

Bei mittleren Förderwegen und gut eingearbeitetem Bedienungspersonal, insbesondere beim Auswechseln der Kübel kann bei ununterbrochenem Förderbetrieb eine Leistung von etwa 20–30 Spielen erzielt werden, d. h. eine mittlere Förderleistung von etwa 185 t stündlich.

Schlufß bemerkung: Das „reiterlose“ System der beschriebenen Kabelkrananlage Dornap hat sich bisher bestens bewährt und wird auch für andere Förderbeispiele zur Anwendung kommen. Auch in den amerikanischen Fachzeitschriften wird neuerdings darauf aufmerksam gemacht, daß die einzige Möglichkeit, um die Fahrgeschwindigkeit der Laufkatze, namentlich bei größeren Spannweiten, weiter zu erhöhen, nur durch Wegfall der sonst üblichen Seilreiter und zugehörigem Knotenseil erreicht werden kann. Die bereits hohen Fahrgeschwindigkeiten der amerikanischen Kabelkrane sollen



Abb. 6. Trimmgreifer in Sonderbauart zur Aufnahme des schwer griffigen Kalksteins.

druck entfällt, was als sehr günstig anzusehen ist und zur Schonung der Seile beiträgt; außerdem ist durch die Schwinghebel, die je zwei Räder tragen, dafür gesorgt, daß alle 16 Laufräder gleichmäßig an der Lastübertragung teilnehmen können.

Auf der Laufkatze ist das Zweimotorenwindwerk untergebracht, das außer der Hub- und Senkbewegung auch die Öff- und Schließbewegung des Kübels bzw. Greifers zu übernehmen hat. Der Strom für die beiden Motoren wird durch die bereits erwähnten Schleifleitungen zugeführt. — Die Hubgeschwindigkeit beträgt 24 m/min.; die Tragkraft der Laufkatze ist etwa 14 t bei Greiferbetrieb bzw. 10 t bei Kübelbetrieb. Bei der „reiterlosen“ Bauart des Kabelkrans konnte die Fahrgeschwindigkeit ziemlich hoch, und zwar 336 m/min, gewählt werden, weil die sonstigen bei anderen mit Reitern arbeitenden Anlagen beim Absetzen und Wiederaufnehmen und die bei schneller Fahrt auftretenden Stöße an die Knoten des Knotenseiles hier in Wegfall kommen. Die Arbeitsseile, d. h. Hub-, Fahr- und Schließseil, die beim Betrieb des

durch diese Konstruktion von etwa 480 m/min auf wenigstens 660 m/min erhöht werden.

Tabelle 1. Zusammenstellung der Hauptdaten des Kabelkrans Dornap.

Spannweite: 167 m,
Hubhöhe in der Mitte: 10 m,
Tragkraft: 14 t,
Hubgeschw.: 24 m/min,
Hubmotoren: $2 \times 48 \text{ kW}$, 65 % ED, 1420 U/min,
Katzfahrgeschw.: 336 m/min,
Katzfahrmotor: 125 kW, 40 % ED, 730 U/min,
Stütz fahrgeschw.: 10 m/min,
Stütz fahrmotoren: $2 \times 13 \text{ kW}$, 25 % ED, 725 U/min,
Tragseile: 2 Tragseile 60 mm $\varnothing$, vollversch., Bruchlast 311 000 kg,
Tragseilspannung: $2 \times 85 \text{ t} = 170 \text{ t}$,
Fahrseil: 26 mm $\varnothing$, Bruchlast 40 180 kg,
Schließseile 24 mm $\varnothing$, Bruchlast 33 750 kg,
Halteseile 22 mm $\varnothing$, Bruchlast 27 900 kg.

Belastung der beiden Tragkabel bei:

Greiferbetrieb

Laufkatze 10,3 t
Trimmgreifer (3,5 m³) 8,0 t
Greiferinhalt 6,0 t
Gesamt rollende Last 24,3 t
Gesamte rollende Last 24,3 t

Kübelbetrieb

Laufkatze 10,3 t
Traverse 8,0 t
Kübelgewicht (4,6 m³) 1,5 t
Kübelinhalt 7,9 t
Gesamte rollende Last 20,5 t

Literatur.

- Frühere Veröffentlichungen von Dr.-Ing. W. Franke:
1. Zbl. Bauverwaltung (1924) Hefte 7, 8 und 9: Gießbetonverteilungsanlagen der Neuzeit.
 2. Bauingenieur 11 (1930) S. 192: Die Fördertechnik beim Bau der Grimsel-Staumauern.
 3. Bauingenieur 16 (1935) S. 54: Fördertechnik beim Bau der Madden-Staumauer.
 4. Bauingenieur 16 (1935) S. 287: Die Förderanlagen beim Bau der Boulder-Staumauer.
 5. Bauingenieur 17 (1936) S. 357: Die Bauarbeiten an der Norris-Staumauer und die Aufgaben der T. V. A.

Zur Theorie der plastischen Knickung.

Von Uku Müllersdorf, Zivilingenieur, Stockholm.

Der unzweifelhaft wichtigste Beitrag zur Lösung des Knickproblems während der letzten Jahre waren die Arbeiten F. R. Shanleys [1], [2], [3]. Damit wurde neues Licht über die schwersten und umstrittensten Teile des Knickproblems geworfen — die Knickung im unelastischen Gebiet. Shanley zeigte, daß die Theorie von Engesser-v. Kármán über die Knickung im plastischen Gebiete nicht alle möglichen Gleichgewichtsformen beachtet und daher revidiert werden muß. Danach verliert die gerade Gleichgewichtsform für einen zentrisch gedrückten und absolut geraden Stab ihre Eindeutigkeit bei der Last [4]

$$P_T = \frac{\pi^2 \cdot E' \cdot J}{l^2} \quad (1)$$

Wächst die Druckkraft über diese Grenze hinaus, so kann der Stab, unter der Voraussetzung, daß die Ausbiegung gleichzeitig mit der Laststeigerung vor sich geht, eine gekrümmte Gleichgewichtsform annehmen.

Als Engesser seine verbesserte Knickformel [5]

$$P_R = \frac{\pi^2 \cdot T \cdot J}{l^2} \quad (2)$$

vorlegte, ging er von der Annahme aus, daß die Druckkraft einen konstanten Wert hat. Diese Voraussetzung, zusammen mit dem Knickmodul $T (T > E')$, der darauf Rücksicht nimmt, daß der Stab in der ausgebogenen Form infolge eintretender Entlastung eine größere Steifigkeit erhält, bestimmte einen neuen Wert für die Knickkraft, P_R , der etwas größer ist als P_T (Abb. 1).

Mithin würde die gerade Form auch stabil sein für Lasten $P_T \leq P < P_R$.

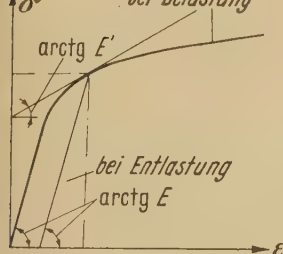


Abb. 1.

dem Stabe auch eine gekrümmte Form geben, ohne daß ein Teil des Stabes entlastet wird. Dies bedeutet, daß die gerade Form innerhalb der angegebenen Lastgrenzen labil sein muß, da neben dem geraden Zustand ebenfalls eine gekrümmte Figur möglich ist.

F. R. Shanley zeigte, daß dies im allgemeinen nicht korrekt ist, da über die von dieser Theorie betrachteten Gleichgewichtsformen hinaus auch noch andere Formen möglich sind. Man kann bei $P_T \leq P < P_R$, unter der Voraussetzung, daß die Ausbiegung gleichzeitig mit der Laststeigerung vor sich geht,

Eine auf diese Weise entstandene Ausbiegung gibt Anlaß zu Biegebelastung, und wenn die Steifigkeit des Stabes unverändert wäre, würde schon eine unbedeutende Laststeigerung beträchtliche Deformationen hervorrufen (in Analogie mit dem Deformationsverlauf im elastischen Gebiete). Man erreicht jedoch bei wachsenden Ausbiegungen bald einen Zustand, wo in gewissen Teilen des Stabes eine Entlastung geschieht, was mit sich bringt, daß die Steifigkeit des Stabes wächst. Ein neuer Gleichgewichtszustand in ausgebogener Lage wird möglich, wenn diese Steifigkeitserhöhung groß genug wird, um die Biegemomente zu balancieren.

Die Ausbiegung kann natürlich bei allen Lastwerten zwischen P_T und P_R beginnen [6], [7]. Der wichtigste Wert ist jedoch der niedrigste, also P_T .

Das Gebiet, in dem Entlastung eintritt, ist 0 bei P_T und wächst mit wachsender Last. Wenn wir einen frei drehbar gelagerten Stab betrachten, so hat das Gebiet, in dem Entlastung eintritt, seine größte Tiefe im Mittelquerschnitt, wo die Krümmung am größten ist. Dann fällt dieses Maß gegen die Auflagerpunkte hin, um schließlich ganz in denjenigen Partien zu verschwinden, wo Verkürzungen dominieren (Abb. 2).

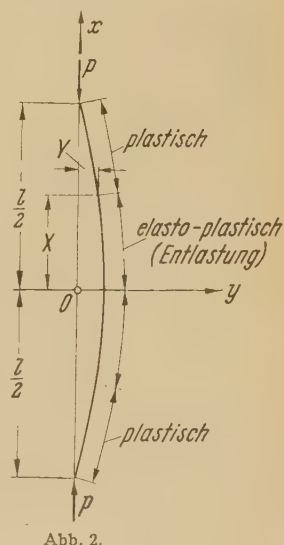


Abb. 2.

Betrachten wir einen bestimmten Querschnitt, so entwickeln sich die Deformationen in diesem Querschnitt nach Abb. 3. P_G gibt hier den Lastwert an, bei welchem der Querschnitt noch ganz plastisch wirkt, während jede weitere Laststeigerung eine Aufteilung des Querschnittes in ein plastisches und ein elastisches Gebiet bewirkt. P_G ist eine Funktion der axialen Koordinate x .

Um das Verhalten zentrisch gedrückter Stäbe besser zu beleuchten, wollen wir im folgenden das Problem angehen.

Bei der mathematischen Behandlung geht man von den Gleichgewichtsbedingungen und von den üblichen Arbeitshypothesen aus. Das Problem ist im allgemeinen Fall

konstant bleibt, nämlich zwei. Andernfalls würde die Anzahl der Gleichungen bei jeder neuen Berechnung sukzessiv wachsen. Bezeichnet

$$P = (1 + k) P_T = (1 + k) \frac{\pi^2 \cdot E' \cdot J}{l^2},$$

$$\delta P = m \cdot P_T = m \cdot \frac{\pi^2 \cdot E' \cdot J}{l^2},$$

so kann man die obigen Gleichungen in allgemeinerer Form ausdrücken.

$$\frac{d^2 \delta y}{dx^2} + \frac{\alpha + 1}{2\alpha} \cdot \frac{\pi^2}{l^2} \cdot (1 + k + m) \cdot \delta y + \frac{\alpha + 1}{2\alpha} \cdot m \cdot \frac{\pi^2}{l^2} \cdot y_m \cdot \cos \frac{\pi}{l} x + m \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{\pi^2}{l^2} \cdot \frac{\alpha - 1}{2\alpha} = 0. \quad (16)$$

$$\frac{d^2 \delta y}{dx^2} + \frac{\pi^2}{l^2} (1 + k + m) \cdot \delta y + m \cdot \frac{\pi^2}{l^2} \cdot y_m \cdot \cos \frac{\pi}{l} x = 0. \quad (17)$$

Die allgemeinsten Lösungen dieser Gleichungen lauten

$$\begin{aligned} \delta y = & A \cdot \cos \sqrt{\frac{\alpha + 1}{2\alpha} (1 + k + m)} \frac{\pi}{l} \cdot x + \\ & + B \cdot \sin \sqrt{\frac{\alpha + 1}{2\alpha} (1 + k + m)} \frac{\pi}{l} \cdot x + \\ & + \frac{m}{\frac{\alpha + 1}{2\alpha} - (1 + k + m)} \cdot y_m \cdot \cos \frac{\pi}{l} \cdot x - \\ & - \frac{h}{2} \cdot \frac{\alpha - 1}{\alpha + 1} \cdot \frac{m}{1 + k + m}, \end{aligned} \quad (18)$$

$$\begin{aligned} \delta y = & C \cdot \cos \sqrt{1 + k + m} \frac{\pi}{l} \cdot x + D \cdot \sin \sqrt{1 + k + m} \frac{\pi}{l} \cdot x + \\ & + \frac{m}{1 - (1 + k + m)} \cdot y_m \cdot \cos \frac{\pi}{l} \cdot x. \end{aligned} \quad (19)$$

Zur Bestimmung der Integrationskonstanten haben wir die folgenden Randbedingungen:

$$\delta y = 0 \quad \text{für} \quad x = \frac{l}{2}, \quad (20)$$

$$\frac{d \delta y}{dx} = 0 \quad \text{für} \quad x = 0, \quad (21)$$

$$(\delta y)_{e-pl} = (\delta y)_{pl} \quad \text{für} \quad x = X, \quad (22)$$

$$\left(\frac{d \delta y}{dx} \right)_{e-pl} = \left(\frac{d \delta y}{dx} \right)_{pl} \quad \text{für} \quad x = X. \quad (23)$$

Schließlich bestimmt man die Koordinate X des Grenzquerschnitts aus der Bedingung, daß die Deformation in der inneren Flansche null sein soll. Dies bestimmt die Ausbiegung in diesem Schnitt.

$$\delta Y = \frac{m}{1 + k + m} \left(\frac{h}{2} - y_m \cdot \cos \frac{\pi}{l} \cdot X \right). \quad (24)$$

Diese letztere Bedingung ist nicht ganz korrekt, der dadurch verursachte Fehler ist jedoch gering, besonders wenn man den Lastzuwachs klein wählt.

Schließlich erhält man so eine Gleichung, aus der man X bestimmen kann.

$$\begin{aligned} & \sqrt{\frac{2\alpha}{\alpha + 1}} \left(1 - \frac{1}{\frac{2\alpha}{\alpha + 1} - (1 + k + m)} \cdot \frac{2 y_m}{h} \cdot \cos \frac{\pi}{l} \cdot X \right) \cdot \\ & \cdot \operatorname{tg} \sqrt{\frac{\alpha + 1}{2\alpha} (1 + k + m)} \frac{\pi}{l} \cdot X = \\ & = \left(1 - \frac{1}{1 - (1 + k + m)} \cdot \frac{2 y_m}{h} \cdot \cos \frac{\pi}{l} \cdot X \right) \cdot \\ & \cdot \operatorname{tg} \left\{ \sqrt{1 + k + m} \frac{\pi}{l} \cdot X + \frac{\pi}{2} (1 - \sqrt{1 + k + m}) \right\} + \\ & + \frac{\alpha - 1}{\alpha + 1} \cdot \frac{\sqrt{1 + k + m}}{\left\{ 1 - (1 + k + m) \right\} \left\{ \frac{2\alpha}{\alpha + 1} - (1 + k + m) \right\}} \cdot \\ & \cdot \frac{2 y_m}{h} \cdot \sin \frac{\pi}{l} \cdot X. \end{aligned} \quad (25)$$

Damit ist auch die Biegelinie bestimmt.

Die obigen Gleichungen sind zur Berechnung eines numerischen Beispiels angewandt worden. Dabei ist angenommen, daß E' in dem aktuellen Gebiet konstant ist. Der Wert von α ist zu 4,33 angenommen worden. Dieser Wert ist mit Absicht groß gewählt worden, damit das aktuelle Belastungsgebiet, welches nach dem obigen von P_T und P_R begrenzt wird, relativ groß sein sollte. Bei einem großen α steigt auch der Wert von P_R im Verhältnis zu dem von P_T . Die Resultate sind in Tabelle 1 angegeben, aus der auch die Anzahl der angestellten Berechnungen hervorgeht.

Tabelle 1.

$\frac{P}{P_T}$	$X \cdot \frac{2}{l}$	$\max y \cdot \frac{2}{h}$	$-\frac{d^2 y}{dx^2} \cdot \frac{2}{h} \cdot \frac{l^2}{\pi^2}$
1,0506	0,4221	0,0622	0,0597
1,1025	0,6264	0,1426	0,1362
1,1556	0,7314	0,2455	0,2345
1,2100	0,8049	0,3796	0,3634

Vergleichsweise sollen auch Resultate angegeben werden, die durch alleinige Betrachtung der Anfangs- und Schlußstadien des Deformationsverlaufs erhalten sind. In den obigen Gleichungen setzt man $k = y = 0$. Diese Werte sind in der Tabelle 2 wiedergegeben.

Tabelle 2.

$\frac{P}{P_T}$	$X \cdot \frac{2}{l}$	$\max y \cdot \frac{2}{h}$	$-\frac{d^2 y}{dx^2} \cdot \frac{2}{h} \cdot \frac{l^2}{\pi^2}$
1,1025	0,5615	0,1440	0,1371
1,2100	0,7119	0,3868	0,3688

Wie ersichtlich, zeigt nur die Koordinate des Grenzquerschnitts deutliche Abweichungen, während die anderen Werte eine gute Übereinstimmung aufweisen.

Natürlich sind diese Berechnungsergebnisse mit gewissen Fehlern behaftet. Während ein Teil des Fehlers durch Aufteilung des totalen Lastzuwachses in eine größere Anzahl kleinerer Schritte eliminiert werden kann, so ergibt die im Anfang gemachte Annahme betreffs der Form des Stabes, die man als kosinusförmig annahm, eine ständige Fehlerquelle, und dieser Fehler wächst mit steigenden Deformationen. Die Ausbiegungsfigur des Stabes weicht mit wachsender Belastung mehr und mehr von der angenommenen Linie ab. Ein Vergleich zwischen der Kosinuslinie und der wirklichen Ausbiegungslinie, der durch alleinige Betrachtung der Anfangs- und Schlußstadien des Deformationsvorgangs erhalten wird, scheint jedoch darauf hinzuweisen, daß die Abweichung unbedeutend ist.

Wieweit die zentrische Druckkraft wachsen kann, beruht in erster Linie auf dem Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie des Materials, und in zweiter Linie auf der Form des Querschnitts. Hat die durch $E' = \text{konst.}$ definierte Linie unbegrenzte Ausdehnung, so bildet unter den gemachten Berechnungsvoraussetzungen P_R die theoretische Grenze. In den in der Praxis vorkommenden Fällen sinkt der Wert des Belastungsmoduls bei wachsender Belastung, woraus hervorgeht, daß man diese Grenze auch unter idealisierten Verhältnissen nicht erreichen kann.

Die Biegelinien kann man zur Bestimmung der Deformationen in verschiedenen Querschnitten verwenden. Eine derartige Untersuchung des Mittelschnitts zeigt, daß die Biegung des Stabes ein sehr schnelles Anwachsen der Deformationen in den gedrückten Flanschen hervorruft (Abb. 6).

Im Anschluß an das behandelte Beispiel wollen wir annehmen, daß die Arbeitslinie des Materials eine Fließ-

grenze hat, d. h. daß die durch konstanten Belastungsmodul definierte Linie im Spannungsstauchungsdiagramm nach oben von einer horizontalen Linie begrenzt wird. Die Form der Spannungsstauchungslinie geht aus Abb. 6 hervor (Linie 0—P—F—F). Der Grenzwert der Last wird dann durch berechnete Deformationen im Mittelschnitt und die Fließgrenze bestimmt. Man ersieht, daß die mögliche Laststeigerung über P_T relativ klein wird im Vergleich mit dem Abstand zwischen P_T und P_R , der in diesem Fall den Wert $0,625 P_T$ erreicht. Man sieht auch, daß im Hinblick auf den steilen Abfall der ϵ_1 -Linie die Höhenlage der Fließgrenze keine entscheidende Bedeutung für die maximale Tragfähigkeit des Stabes hat.

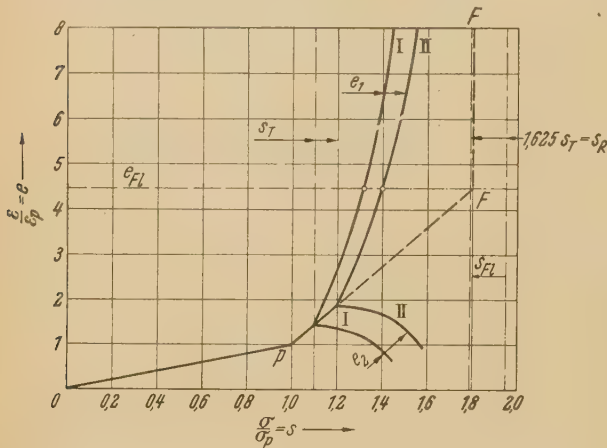


Abb. 6.

$$\text{I. } \frac{\lambda}{\lambda_P} = 0,458. \quad \text{II. } \frac{\lambda}{\lambda_P} = 0,439 \quad \lambda = \frac{l}{i}$$

Wenn die Spannungs-Dehnungs-Linie die allgemeine Form hat, so konstatiert man eine bedeutende Steigerung der Schwierigkeiten. Ein approximativer Wert für die Tragfähigkeit des Stabes sowie für die Größenordnung der Deformationen kann trotzdem mit relativ einfachen Mitteln bestimmt werden. Damit die Lösung so einfach wie möglich wird, wollen wir im folgenden Beispiel nur die Anfangs- und Schlußstadien des Deformationsverlaufs betrachten. Wenn die Resultate des früheren Beispiels übertragbar sind, so dürfte der Fehler, den man hierbei begeht, klein sein. Natürlich kann man die Genauigkeit der Berechnung mit sukzessiven Berechnungen verschärfen. Dies ist jedoch kaum durch die Genauigkeit der angewandten Methode motiviert.

Ferner nimmt man an, daß die Ausbiegung bei der Last P_T beginnt. In diesem Falle kann man folgende Gleichungen aufschreiben.

$$\int_A \Delta \sigma \cdot dA = \Delta P, \quad (26)$$

$$\int_A \Delta \sigma \cdot z \cdot dA = (P_T + \Delta P) \cdot y, \quad (27)$$

$$\sigma = f(\epsilon), \quad (28)$$

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\Delta \epsilon_1 - \Delta \epsilon_2}{h}. \quad (29)$$

Mit Hilfe dieser Gleichungen kann man für einen gewissen Wert ΔP eine Reihe Spannungsverteilungen bestimmen, die eine Beziehung zwischen y und $\frac{d^2 y}{dx^2}$ ergeben.

Man erhält also eine Differentialgleichung in der Form

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = f(y), \quad (30)$$

die im allgemeinen durch graphische oder numerische Integration gelöst werden muß. Es gelten zwei verschiedene Gleichungen, für den elasto-plastischen bzw. den plasti-

schen Teil des Stabes, so daß die Lösung folgende Form annimmt

$$\frac{l}{2} = \int_{y_m}^y \frac{dy}{\sqrt{2 F_1(y) + A}} + \int_y^0 \frac{dy}{\sqrt{2 F_2(y) + B}}. \quad (31)$$

Darin ist $F(y) = \int f(y) \cdot dy$,

A und B sind Integrationskonstanten. Die Länge des Stabes ist gleichzeitig durch P_T bestimmt.

Der schnellste Weg, eine Lösung zu erhalten, ist, die Beziehung zwischen y und $\frac{d^2 y}{dx^2}$ durch eine Funktion zweiten oder dritten Grades zu ersetzen. Dann erhält man die Lösung mittels elliptischer Integrale.

Um das Obige zu exemplifizieren, wollen wir einen gelenkig gelagerten Stab mit einem Querschnitt nach Abb. 4 betrachten. Das Spannungs-Dehnungs-Diagramm des Materials geht aus Abb. 7 hervor. Das Diagramm besteht aus zwei geraden Linien und einer Parabel zweiten Grades, die s_P und s_{FL} verbindet.

Für $\frac{\lambda}{\lambda_P} = 0,7223$ gilt

$$E' = 0,75 E,$$

$$P_T = 1,4375 P_P,$$

$$P_R = 1,5444 P_P = 1,0746 P_T.$$

Für $P = 1,05 P_T$ ist die maximale Tragfähigkeit des Stabes bereits überschritten, was in Anbetracht des geltenden Wertes für P_R zu erwarten war. Eine weitere Berechnung zeigte, daß Gleichgewicht herrschte bei $P = 1,025 P_T$, und daß die zugehörige Ausbiegung in der Mitte des Stabes sehr klein war, unter 3,5 % der Querschnittshöhe. Aus diesen Werten geht deutlich die große

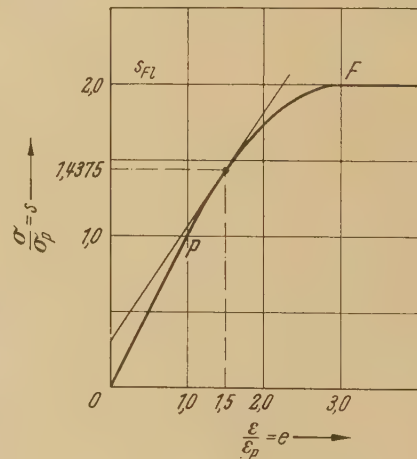


Abb. 7.

Empfindlichkeit des Stabes in diesem Stadium hervor. Man sieht, daß der Stab schnell zusammenbricht, ohne eine deutliche Vorherwarnung in den Deformationen, in Übereinstimmung mit der allgemeinen Auffassung über den Charakter des Stabilitätsbruchs.

Bei allgemeineren Voraussetzungen betreffs der Form des Querschnitts und der Deformationseigenschaften des Materials bilden approximative Methoden den einzigen gangbaren Weg zu einer Lösung, obwohl man in speziellen Fällen leicht exakte Differentialausdrücke herleiten kann. Hierbei können die hergeleiteten Differentialgleichungen von Wert sein als Ausgangspunkt bei der Aufstellung der Lösungsmethode.

Wie Schleicher in [7] schon gesagt hat, darf man die praktischen Konsequenzen dieser neuen Gesichtspunkte nicht überschätzen. Die neue Betrachtungsweise hat zwar außerordentlich großes theoretisches und prinzipielles Gewicht, sie scheint aber zunächst noch einer praktischen Bedeutung zu ermangeln. Die obigen Beispiele sollen daher als ein Beitrag zur Diskussion betrachtet

werden, wie man eine konkretere Auffassung von der Problemstellung und den Schwierigkeiten bei der Problemlösung erhält, und nicht als ein Versuch zur Erzielung praktischer Lösungen. Dies zeigen ja schon die dabei gemachten Voraussetzungen.

Wie aus dem Obigen hervorgeht, liegt die maximale Tragfähigkeit des Stabes zwischen den beiden Knicklasten

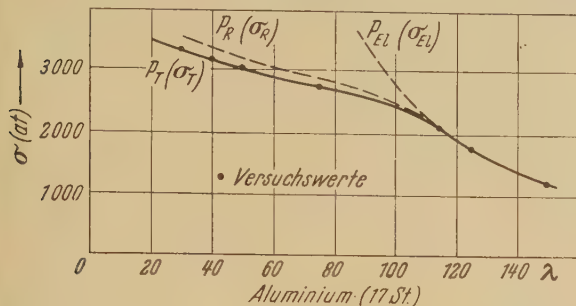


Abb. 8. (Nach R. L. Templin, R. G. Sturm, E. C. Hartmann u. M. Holt: Column Strength of Various Aluminum Alloys. Technical Paper No. 1, Aluminum Research Laboratories, Pittsburgh, Pa., 1938.)

Engessers. Im allgemeinen ist der Unterschied zwischen diesen Grenzen gering. Dies kann durch Abb. 8 illustriert werden.

Aus Abb. 8 geht ferner die gute Übereinstimmung hervor, die die Versuchswerte und die P_T -Kurve aufweisen. Dies gilt jedoch bei Laboratoriumsversuchen. In der Praxis können die idealisierten Voraussetzungen niemals im selben Ausmaße wie in einem Laboratorium erfüllt wer-

den. In diesen Fällen, wo wir aus Mangel an rationelleren Dimensionierungsgründen unsere Berechnungen auf der Basis des idealisierten Falles durchführen müssen, muß man mithin mit bedeutend größeren Sicherheitskoeffizienten rechnen. Im Hinblick auf die infolge von praktischen Unvollkommenheiten eintretenden unsicheren Faktoren erscheint es sinnlos zu versuchen, der absoluten Maximallast näher zu kommen, als es Engesser bereits mit seiner ersten Formel getan hat. Außerdem ist seine Gleichung für praktische Berechnungen sehr geeignet. Sie ist einfach und enthält eine minimale Anzahl von Veränderlichen.

Dies galt mehr im allgemeinen. Betreffs des Bauachs kann man feststellen, daß man dort derartige beim Stabilitätsproblem entstehende Schwierigkeiten schon mehr oder weniger überwunden hat. Dort ist die Dimensionierung bedeutend sicherer basiert, wenigstens betreffs der Stahlkonstruktionen. Dadurch, daß man exzentrische Belastungsfälle betrachtet, die man infolge der idealplastischen Eigenschaften des Stahls in sehr einfacher Form berechnen kann, fallen Stahlkonstruktionen ganz außerhalb dieses Rahmens.

Literatur.

1. Shanley, F. R.: Journal Aeron. Sciences, 13 (1946) S. 678.
2. Shanley, F. R.: Journal Aeron. Sciences, 14 (1947) S. 261.
3. Shanley, F. R.: Proc. Am. Soc. Civ. Eng., 75 (1949) S. 759.
4. Engesser, F.: Z. Arch. Ing.-Wesen (1889) S. 455.
5. Engesser, F.: Schweiz. Bauzeitung, 26 (1895) S. 24.
6. v. Kármán, T.: Discussion, Journal Aeron. Sciences, 14 (1947) S. 267.
7. Schleicher, F.: Der Bauingenieur, 26 (1951) S. 139, und Der Bauingenieur, 26 (1951) S. 197.

Kurze Technische Berichte.

Begriffe der Sicherheit bei Ingenieurbauten.

Als „Ingenieurbauten“ sind hier nicht nur die des Bauingenieurs, sondern im allgemeineren Sinne z. B. auch Schiffe und Flugzeuge Gegenstand der Betrachtung. Unter Sicherheit wird nur diejenige bei äußeren Belastungen verstanden; dabei sollen auch Zustände behandelt werden, die noch gewisse Wagnisse einschließen.

Bis zum 19. Jahrhundert bestanden die bedeutenderen Bauwerke aus massivem Mauerwerk. Die wesentlichen Probleme für die damaligen Ingenieure und Architekten waren, eine angemessene Gründung für die schweren Gewichte zu schaffen und die Anordnung der Bauteile so zu treffen, daß ein stabiles Gleichgewicht erreicht wurde. Die Hauptgefahren ergaben sich aus ungleicher oder zu großer Setzung und als Zusammenbruch noch während des Baues. Das tote Gewicht des Bauwerks spielte hierbei eine so überragende Rolle, daß andere Kräfte, wie Nutzbelastung oder Wind, ihm gegenüber bedeutungslos waren. Die Festigkeit der Bausteine bereitete geringe Sorgen. War es gelungen, ein Bauwerk bis zu Ende zu führen, so hatte es damit auch seine Probe bestanden; andere Maßstäbe für seine Sicherheit waren nicht berechenbar und auch von geringem Interesse.

Als das Gußeisen als Baustoff aufkam, wurde es zunächst als Ersatz für den Stein in Bogenbrücken verwendet und seine hohe Druckfestigkeit sinngemäß ausgenutzt. Erst seine Anwendung als Träger in Mühlengebäuden und bei kleinen Brücken führte zu einer Reihe von Unfällen, die ihre Ursache in der Sprödigkeit des Materials und seiner geringen Zugfestigkeit hatten.

Die Gefahr bestand nun nicht mehr in einer Unstabilität der Konstruktion, sondern darin, daß sie für eine Nutzbelastung nicht mehr genügte. Als Folge begann eine Zeit versuchsmäßiger Prüfungen von Gußeisenbalken und -säulen. Es wurde gebräuchlich, die Sicherheit als das Verhältnis der Bruchlast eines Trägers zu der ihm zuzumutenden Belastung auszudrücken. Mit Rücksicht auf unsichtbare Gußfehler bei größeren Gußstücken wurde in England ein Sicherheitsfaktor von 4, bei Eisenbahnbrücken von 6 eingeführt. Dies Verfahren wurde zunächst auch noch beibehalten, als die völlig anders gearteten Stoffe des Schmiedeeisens und Flußstahls aufkamen. Indessen war

zu der Zeit bereits die Theorie des Balkens, die in den Anfängen der Gußeisenzeit noch unbekannt war, entwickelt und Gemeingut der Ingenieure geworden. Es wurde nun üblich, den Sicherheitsfaktor nicht mehr aus Bruch- und Gebrauchslast, sondern aus Bruch- und Gebrauchsspannungen zu bilden. Indem man die Grenzspannungen durch Prüfung des Materials ermittelte, wurde der Lastfaktor des Bauwerks zu einem solchen des Materials, auf dessen Endspannung die geschätzten oder errechneten Gebrauchsspannungen bezogen wurden.

Die verbreitete Verwendung von Schmiedeeisen, besonders von Stahl, brachte zwei weitere Gesichtspunkte des Sicherheitsproblems in den Vordergrund. Die Dehnbarkeit dieser Materialien erwiebs die Möglichkeit von großen, bleibenden Verformungen, ohne ausgesprochenen Bruch, und ihre hohe Festigkeit und leichte Bearbeitbarkeit erlaubten derart schlanke Bauglieder, daß die Frage der elastischen Instabilität mehr als bisher Bedeutung gewann. Um plastische Formänderungen auszuschließen, schlugen führende Fachleute als Grenzlast eine „Probe“-last vor, unter der diejenige zu verstehen sein sollte, bei der rechnerisch die Streckgrenze erreicht, oder bis zu der eine tatsächliche Probebelastung durchgeführt war. Indessen sind diese Vorschläge nicht populär geworden; der Spannungsfaktor hatte sich bald durchgesetzt und zum Gebrauch von zulässigen Spannungen geführt. Als solche sind seinerzeit vom englischen Handelsministerium 800 kg/cm² für Schmiedeeisen und 1200 kg/cm² für Flußeisen festgesetzt, und die Sicherheit damit von bisher 6 auf 4 herabgesetzt worden, womit der größeren Gleichmäßigkeit und Zuverlässigkeit der neuen Baustoffe Rechnung getragen wurde.

Auch die Erörterungen um die Sicherheit bei der elastischen Instabilität von Säulen vollzog sich zunächst in der Form von zulässigen Spannungen, die man aus Formeln errechnete, die, ausgehend von einer Anfangsexzentrizität, aufgestellt wurden, und welche die Größtspannungen unter einer gegebenen Last zu errechnen gestatteten. Es ist möglich, daß diese Vorliebe für zulässige Spannungen die Aufmerksamkeit der englischen Ingenieure von dem Sicherheitsproblem der Eulerknickung abgelenkt hat, dessen Behandlung weitgehend auf kontinentale Forscher beschränkt blieb.

Parallel mit diesen Entwicklungen nach der Einführung der neuen Baustoffe vollzog sich eine Klärung in der Behandlung von rollenden Lasten bei Brücken oder allgemein wechselnden Belastungen. Sie fand ihren Niederschlag in einer besonderen Ermäßigung der zulässigen Spannungen, wie sie im Maschinenbau gebräuchlich wurde, oder in der Anwendung eines Stoßzuschlages im Ingenieurbau.

Der zu Beginn des 20. Jahrhunderts aufkommende Stahlbeton machte, vom Standpunkt der Sicherheit gesehen, eine ähnliche Entwicklung wie das Eisen durch. Sobald durch frühe Versuche sich gesunde Konstruktionsformen herausgebildet hatten, führte die Anwendung der Theorie des Verbundbalkens rasch zur Einführung eines Spannungssicherheitsfaktors. Auch hier ging der Weg der Forschungsarbeit vom Bauwerk selbst zur Verbesserung des verwendeten Baustoffes. Die Inkaufnahme von feinen Rissen in der Zugzone der Bauglieder war ein kühner Schritt der Stahlbetoningenieure und hat die Bauweise gegenüber dem Stahl erst wettbewerbsfähig gemacht. Wie sich erst im Laufe der Jahre herausstellen konnte, bedeuteten diese Zugrisse keine Gefahr für das Bauwerk.

Seit dem ersten Weltkrieg hat das mit der Entwicklung der Flugzeuge wiederkehrende Interesse am Lastfaktor auch die Stahlbetoningenieure zu mindesten in ihrer Forschungsarbeit erfaßt. Gründe dafür sind in dem nicht vollkommen linearen Verhalten des Stahlbetons sowohl infolge der Rißbildungen, wie des Betons selbst, zu sehen. Hinzu kommt, daß im monolithischen Charakter des Stahlbetons Reserven enthalten sind, die nur durch Bruchversuche erfaßt und durch einen Lastfaktor nutzbar gemacht werden können.

Die Zeit zwischen den beiden Weltkriegen sah die Entwicklung des Flugzeugs von einer unsicheren Maschine zu einer mächtigen Waffe; sie sah auch den tragischen Schlußakt des Luftschiffabenteuers. Beide haben wesentliche und interessante Beiträge zur Frage der Sicherheit ihrer Konstruktionen geliefert.

Der Bau von Flugzeugen ging in den Anfängen von einer vereinfachten Betrachtung der wirkenden Kräfte aus, die beim Geradeausflug dem Gewicht des Flugzeugs entsprechen, dagegen sich bei Kursänderungen um die auftretenden Beschleunigungskräfte vergrößern. Je nach dem ausgeführten Manöver wurden bald extreme Verteilungen des Auftriebs auf die Tragflächen erkannt. Diese Kräfte und ihre Verteilung wurden in einigen wenigen Standardlastfällen der Konstruktion der Flügel zugrunde gelegt. Das Verhältnis des gewählten höchsten aerodynamischen Auftriebs zum Gewicht des Flugzeugs kennzeichnete als Lastfaktor die Konstruktion. Diese Lastfaktoren wurden empirisch in der Weise bestimmt, daß, wenn beispielsweise ein Jägertyp bei vernünftigem militärischen Gebrauch zu Bruch ging, ein entsprechend höherer Lastfaktor für die Zukunft Anwendung fand. Wirtschaftliche Gesichtspunkte erzwangen schließlich Versuche im Laboratorium, die an vollständigen Tragflächen bis zum Bruch durchgeführt wurden. Auf diese ungewöhnliche Weise kam der Flugzeugbau zum Gebrauch einer Art Lastfaktors, als des Verhältnisses der Bruch-Traglast der Konstruktion zum Gesamtgewicht des Flugzeugs.

Beim englischen Luftschiffbau waren die ersten Nachkriegsbauten bis in die Einzelheiten genaue Nachbildungen der Zeppeline. Das Problem, mit welcher Sicherheit gebaut werden sollte, tauchte erst bei den viel größeren Luftschiffen R 100 und R 101 auf. Da sich der Stab der beteiligten Ingenieure aus den Kreisen des Schiffbaues, Flugzeugbaues und Luftschiffbaues zusammensetzte, kam eine Lösung zustande, die einen Kompromiß der verschiedenen Auffassungen darstellte. Man einigte sich auf eine Reihe Lastfälle, denen ein Luftschiff unter guter Führung ausgesetzt sein konnte, und multiplizierte in jedem Fall die Kräfte mit einem Lastfaktor, der normalerweise 3 war. Für die Notlage, den Fall, daß ein oder mehrere Gaszellen durch Lecks ausfielen, einigte man sich auf 2,5. Bei dieser Gelegenheit tauchten zum erstenmal Erörterungen über die Häufigkeit solcher Fälle und ihre Wahrscheinlichkeit im Zusammenhang mit der Frage der Sicherheit auf.

Die Bauten der Luftfahrt und die des Stahlbetons weisen in ihren Entwicklungen gleichartige Besonderheiten auf, die erwähnenswert sind. Der Bruchversuch am Stahlbetonbalken hatte dargetan, daß dem eigentlichen Bruch bei der höchsten Laststufe ein Zustand vorausging, bei dem

die Streckgrenze der Eisen erreicht wurde, klaffende Risse auftraten und die Haftung zwischen Beton und Bewehrung überwunden wurde. Indem man die zulässige Stahlspannung halb so hoch wie die Streckgrenze wählte, um mit Sicherheit den erwähnten Zustand auszuschließen, hatte man sich tatsächlich zur Anwendung eines Probelastfaktors im oben bereits definierten Sinn bekannt.

Ein ähnlicher Vorgang war beim Flugzeugbau festzustellen. Als vorwiegend Holz zum Bau der Tragflächen verwendet wurde, erfolgte beim Belastungsversuch der Bruch plötzlich und ohne vorherige Anzeichen. Die Sicherheit an der Bruchlast zu messen, war daher eine natürliche praktische Folgerung. Als jedoch Metall das Holz verdrängte, stellte sich bei der Prüfung ein Bruch weniger plötzlich ein. Das Versuchsstück verformte sich zuvor plastisch. Da eine entsprechend frühzeitige Verdrehung einer Tragfläche in der Luft jedoch zu einer Beeinträchtigung der Flugfähigkeit führen mußte, war zu fordern, daß Flugzeuge nicht nur eine bestimmte Bruchfestigkeit hatten, sondern einer Probebelastung genügen, ohne eine bestimmte bleibende Verbiegung zu überschreiten. Diese Probebelastung wurde zu $\frac{5}{8}$ der Bruchfestigkeit für zivile Flugzeuge, zu $\frac{3}{4}$ für die Luftwaffe festgelegt. Obwohl diese Forderung in der Praxis nicht durch Nachweis der bleibenden Formänderungen, sondern durch Beschränkung auf Metalle erfüllt wurde, deren „Probe“-spannung weniger als 0,1 % von $\frac{5}{8}$ der Bruchspannung abwich, bedeutete sie die tatsächliche Einführung eines Probelastfaktors in den Flugzeugbau.

Von den neueren Entwicklungen in der Frage der Sicherheit während und nach dem zweiten Weltkrieg sind die statistischen Studien über die Beanspruchungen von Flugzeugen besonders hervorzuheben. In einer großen Zahl von Bombern wurden bei jedem Flug die Beschleunigungen normal zur Tragfläche registriert und daraus Diagramme über ihre Häufigkeit, wie etwa Abb. 1, aufgezogen. Durch Integration erhält man die Anzahl der



Abb. 1. Diagramm der Häufigkeit von Beschleunigungsspitzen.

Flugstunden, innerhalb welcher eine vorgegebene Beschleunigung bzw. Belastung überschritten wird. Da nicht alle Tragflächen genau gleiche Tragkraft haben, infolge von Unterschieden im Material, der Fertigung oder der genauen geometrischen Gestalt, tritt damit eine weitere Veränderung auf. In der nachfolgenden Tabelle sind die Zusammenhänge, wenn man sich auf Biegebungsbeanspruchungen beschränkt, in hypothetischer Form dargestellt. Die Spalte 4 ist das Produkt aus 2 und 3, so daß z. B. von 100 Tragflächen, von denen zwei eine Tragkraft von 8 bis 10 Einheiten haben, bei einer Häufigkeit von 10 der Belastungen, die innerhalb 10 000 Flugstunden die Tragkraft von 8 bis 10 Einheiten überschreiten, in einer Million Flugstunden 20 Brüche zu erwarten sind.

1	2	3	4
Tragfähigkeit des Flügels (Einheiten)	Zahl der Flügel mit entspr. Tragfähigkeit	Häufigkeit der Lastüberschreitungen in 10 ⁴ Flugstunden	Tragflächenbrüche in 10 ⁶ Flugstunden
0—2	0	—	0
2—4	0	30 000	0
4—6	0	5 000	0
6—8	0	100	0
8—10	2	10	20
10—12	12	1	12
12—14	72	0	0
14—16	12	0	0
16—18	2	0	0
	100		32

In ähnlicher Weise wurden Torsionsbeanspruchungen, die der Geschwindigkeit proportional sind, statistisch erfaßt und zu Diagrammen vom Typ der Abb. 2 verarbeitet, die sowohl für den Konstrukteur, wie für den Piloten als Richtschnur dienen.

Diese sich auf der Statistik aufbauende Arbeitsweise wurde bisher nur im militärischen Flugzeugbau erprobt. Sie enthält jedoch durch die Einbeziehung eines Wagnisses den Ansatz zu einer neuen, allgemeineren Auffassung von der Sicherheit, als das vergleichsweise unlogische Sicherheitsfaktorsystem.

Es bestehen gewisse Parallelen hierzu auf anderen Gebieten des Bauens. Im Zusammenhang mit der Prüfung der Frage, wie hoch die Nutzlast der Decken in Bürohäusern vorzuschreiben sei, ergaben Untersuchungen über die wirklichen Belastungen in einigen Büroblocks, die be-

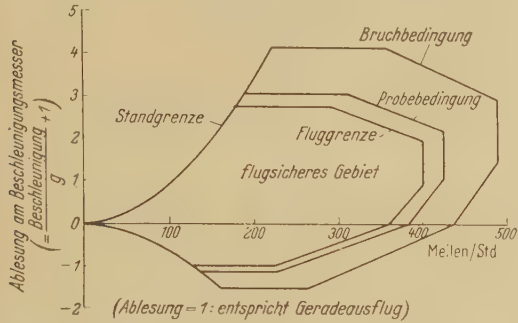


Abb. 2. Flughüllkurven eines Flugzeuges.

merkenswerte Tatsache, daß i. M. mit wachsender Größe der Räume die Lastintensität abnimmt. Theoretische Untersuchungen durch Anwendung der Wahrscheinlichkeitsrechnung bestätigten dies Ergebnis in auffällender Weise. Ähnliche Verhältnisse liegen bei den Nutzlasten von aufeinanderfolgenden Geschoßdecken in Wolkenkratzern vor. In beiden Fällen zeigen die auf intuitivem Urteil praktischer Ingenieure beruhenden und später theoretisch begründeten Nutzlastermäßigungen das Bestreben, das Risiko der Überbelastung konstant und unabhängig von Größe oder Anordnung der Decken zu halten.

Als weiteres Beispiel für die Einbeziehung eines gewissen Wagnisses in die Rechnungen des Ingenieurs sei der Fall der Windbelastung angeführt. Die Unwahrscheinlichkeit des Zusammenfallens einer extremen Windbeanspruchung mit den sonstigen Höchstlasten wird gewöhnlich durch Zulassung höherer Spannungen berücksichtigt.

Wie H o r n e neuerdings gezeigt hat, läßt sich aus den Aufzeichnungen über die Windgeschwindigkeiten einer Gegend die Wahrscheinlichkeit einer vorgegebenen Windbelastung und z. B. einer daraus folgenden plastischen Verformung in einem Stahlgerippe berechnen, das über eine gegebene Zahl von Jahren den natürlichen Winden ausgesetzt ist.

Während die in den vorerwähnten Fällen aufgezeigte Heranziehung der Statistik sich erst in ihren Anfängen befand, war eine statistische Methode in der Überwachung des Materials bereits entwickelt worden. Zu jener Zeit fand der Guß aus Leichtmetalllegierungen mehr und mehr Verwendung besonders im Flugzeugbau. Materialfehler, die nur z. T. sichtbar waren oder durch Röntgenstrahlen entdeckt werden konnten, führten dazu, für solche Gußteile eine 2,2fache Festigkeit gegenüber normaler Ausführung in gewalztem oder geschmiedetem Metall zu fordern. Wurde die Festigkeit an einem aufs Geratewohl entnommenen Stück nachgewiesen, konnte sie mit dem 1,5fachen, und bei Prüfung von drei Stücken mit dem 1,33fachen Wert eingesetzt werden. Eine spätere theoretische Nachprüfung durch Wahrscheinlichkeitsrechnung an Hand von statistisch erfaßtem Prüfungsmaterial deckte sich gut mit den empirisch festgesetzten Zahlen.

Der wachsende Gebrauch von Guß im Flugzeugbau lenkte die Aufmerksamkeit auch auf den Mangel an Dehnbarkeit, der mit ihm eingeführt wurde. Man war bisher gewohnt, Metalle mit einer Dehnung von 15–30 % zu verarbeiten, während der neue Leichtmetallguß oft nur eine Dehnung von 3–5 % aufwies. Darüber hinaus hat es den Anschein, daß auch die Anstrengungen der Metallurgen auf Herstellung von Material höherer Festigkeiten zugleich mit einer Herabsetzung der Dehnung verbunden sind. Der Übergang von Ketten bei Hängebrücken zu Kabeln aus hartgezogenem Draht hat schließlich zur Verwendung von Material mit nur 3–8 % Deh-

nung geführt. Dieser Vorgang war begleitet von der Verwendung von Materialformen, bei denen sich in der Quer- und Längsrichtung verschiedene Dehnungen finden. Beispielsweise zeigen einige Legierungen in Preßform längs 5–10 %, quer jedoch nur 1–5 % Dehnung. Erfahrungen aus dem Krieg an ernstesten Sprödb Brüchen der Beplankung von geschweißten Schiffen erwiesen die dringende Notwendigkeit, die Sprödigkeit und den mit abnehmender Temperatur sich einstellenden Übergang vom Zäh- zum Sprödbbruch näher zu untersuchen. Die bedachtsame Auswahl und Überwachung der Dehnbarkeit des Materials hat so eine wachsende Bedeutung für die Sicherheit des Bauens erlangt. Neuere Untersuchungen über örtliche Anstrengungen an Bohrungen in Zuggliedern und die Festigkeit von vielfach genieteten Anschlüssen, wo üblicherweise lokale plastische Dehnungen zugelassen werden, haben auf die Dehnbarkeit des Materials als den die Sicherheit maßgebend begrenzenden Faktor hingewiesen und gezeigt, daß Brüche vielfach Folge übermäßiger örtlicher Dehnungen sind.

Es ist natürlich, daß bei Zulassung örtlicher plastischer Verformungen unter der Gebrauchslast die Fragen der Ermüdung und der wiederholten Belastung eine erhöhte Bedeutung gewinnen. Es ist interessant, zu beobachten, daß neuerdings aus der Kenntnis des Verhaltens von Bauteilen unter wiederholten Lasten und der auftretenden Ermüdungserscheinungen die Lebensdauer von Flugzeugen bereits abgeschätzt wird. Von hier bis zur Benutzung dieser Kenntnis zur Festlegung einer bestimmten Lebensdauer einer Konstruktion schon auf dem Reißbrett, ist nur ein kleiner Schritt. Er bedeutet die Beschränkung der Verantwortlichkeit für die Sicherheit auf eine begrenzte Zeit und ist für den Maschineningenieur nichts Ungewöhnliches. Während jedoch dieser mit einer Lebensdauer von Jahren rechnet, hätte analog der Bauingenieur normalerweise mit Jahrzehnten oder gar mit Jahrhunderten zu rechnen.

Unter den Ingenieuren ist mit der „Ermüdung“ oft die Vorstellung von lange dauernden Schwingungen verbunden. Schwingungen sind in den vergangenen Jahren Ursache von einigen plötzlichen und aufsehererregenden Unfällen gewesen. Sobald die Geschwindigkeit der Flugzeuge ungefähr 240 km/Std. überschritt, begannen Störungen durch Flattern, das an den Leitwerken beginnend sich auf den ganzen Apparat ausdehnte, jeden Schritt auf Erhöhung der Geschwindigkeit zu unterbinden. Flattern, eine Schwingung mit rapid wachsender Amplitude, stellt sich oberhalb einer kritischen Geschwindigkeit ein und führt unweigerlich zum Bruch. Um diesen zu vermeiden, genügt ein Unterschied von 15 % zwischen der erhaltenden Höchstgeschwindigkeit und der kritischen. Der Fall ähnelt dem der Sicherheit des Mauerwerksblocks; bei der einen Geschwindigkeit ist das Flugzeug sicher, die nächste führt zu seinem Untergang. Die an Hängebrücken beobachteten schweren Schwingungen bilden eine Parallele zum Flattern der Flugzeuge. Sie haben ihre Ursachen in der gleichen Art des Zusammenwirkens von Eigenheiten der Aerodynamik, der Trägheit, wie der Bauart. Maßnahmen zur Sicherheit können selten durch Erhöhung der eigentlichen Festigkeit getroffen werden, als vielmehr durch Erhöhung der Steifigkeit, bessere Verteilung der Massen und in Vorkehrungen, welche die Größe und Regelmäßigkeit der hinter den Brückenträgern entstehenden Windwirbel zu brechen vermögen. In diesem Fall wird also einer Gefahr für das Bauwerk nicht durch Änderung seiner Festigkeitseigenschaften, sondern durch aerodynamische Mittel begegnet.

Alle Bemühungen um die Sicherheit von Ingenieurbauten gegenüber äußeren Kräften behandeln Gefahren und Störungen, denen diese unterworfen sein können. Plötzlichen und vollständigen Zusammenbrüchen eines instabilen Gewölbes, eines Gußeisenträgers, einer knickenden schlanken Säule, stehen plastische Verformungen eines Stahlrahmens, übermäßige elastische Verbiegungen, welche etwa die Brauchbarkeit einschränken können, oder Rißbildungen infolge Ermüdung gegenüber. Aus den jeweils für einen Sonderfall entwickelten Maßnahmen haben sich im Laufe der Zeit gewisse Bauregeln herausgebildet, die jedoch auf den verschiedenen Gebieten der Ingenieur Tätigkeit verschieden sind. Sie unter einem übergeordneten allgemeiner gültigen Begriff zu sehen, erscheint wünschenswert. Aus der Arbeit des im 20. Jahrhundert wesentlich

in militärischen Händen liegenden Flugzeugbaues und der Bemühungen um die Sicherheit seiner Konstruktionen sind die Anfänge einer solchen Grundkonzeption erwachsen. Danach kann die Sicherheit an der Zahl der Unfälle, bezogen auf die Zeiteinheit, verbunden mit der Gebrauchsdauer der Konstruktion gemessen werden, seien es 10 000 Flugstunden für ein Flugzeug, 50 Jahre für ein Schiff, 100 Jahre für eine Brücke oder 1000 Jahre für ein Monumentalbauwerk. Alle die Gebrauchsdauer möglicherweise einschränkenden Faktoren, wie Ermüdung, Fehler im Material oder der Fertigung, Flattern einer Brücke usw., können hierbei mit erfaßt werden. Die Festlegung der Gebrauchsdauer ist im Falle militärischer Objekte relativ einfach, weil hier die gleiche Autorität über Bau und Gebrauch bestimmt. Bei Bauten für die allgemeine Benutzung ist die Bemessung des Sicherheitsgrades weit schwieriger, weil sie in engem Zusammenhang mit der Frage steht, für wen ein Bauwerk sicher sein soll. Wenn für einen einzelnen eine geringere Sicherheit, also ein entsprechend größeres Risiko in Kauf genommen werden kann, so ist kein Zweifel, daß ihre Höhe, wenn öffentliche Belange auf dem Spiel stehen, in Übereinstimmung mit der öffentlichen Meinung stehen muß. Ist dem Schutz des menschlichen Lebens hierbei eine erstrangige Bedeutung beizulegen, so spielt doch auch die Sicherheit menschlichen Eigentums eine Rolle, je nach der Menge des Materials und der physischen und geistigen Arbeit, die ein Bauwerk zu seiner Erstellung erfordert hat.

Nach diesem Überblick über die historische Entwicklung und den gegenwärtigen Stand der Sicherheitsfrage kann schließlich einiges über die künftige Richtung der Entwicklung ausgesagt werden. Vor allem ist es wahrscheinlich, daß, was die Festigkeit anbelangt, die Vorliebe für Lastfaktoren sich ausbreiten und festigen wird; dies um so mehr, wenn man insbesondere zwei Lastfaktoren annimmt, den einen bezogen auf die Probelast, bei der eine abschätzbare bleibende Verformung einzutreten beginnt, den andern für die Bruchlast oder übermäßige bleibende Verformung. Der Grad der jeweiligen Verformung wird für beide Fälle, je nach dem Verwendungszweck der Konstruktion, festgelegt werden müssen.

Was die Steifigkeit und die Verbiegungen betrifft, so wird im Falle des Versteifungsträgers einer Hängebrücke oder der Tragfläche eines Flugzeuges die Sicherheit eine Festlegung der Steifigkeit oder gar der Eigenfrequenzen notwendig machen. In der großen Mehrzahl der Fälle kommt es jedoch darauf an, die elastischen Verbiegungen unter den Gebrauchslasten zu begrenzen, wie z. B. im Stahlleichtbau und bei der Verwendung von Leichtmetalllegierungen. Es ist daher anzunehmen, daß derartige Begrenzungen der Durchbiegungen eine weitere Entwicklung erfahren werden.

Die Betrachtung des Einflusses, den die Dehnbarkeit in Konstruktionen hat, läßt vermuten, daß eine Beschränkung auf Material mit mehr als einer Mindestdehnung von etwa 5% möglich ist. Wo jedoch ein Ausdruck für die Dehnbarkeit eines Bauteiles im Ganzen erforderlich ist,

Alle Vorschriften und Regeln, die eine irgendwie geartete Sicherheit zum Ziele haben, basieren einerseits auf der Auswertung statistisch erfaßter Unfälle oder von Fehlschlägen, andererseits auf Versuchen in großem Maßstab. Größere Bauunfälle haben meist das Gute, daß sie die Forschung anregen, die ihrerseits mit ausgedehnter Versuchsarbeit verbunden ist. Letztere ist oft auch die einzige Zuflucht des Ingenieurs, wenn er vor Aufgaben gestellt ist, für welche die Rechnung keine oder nur sehr unsichere Ergebnisse zu liefern vermag. Dem Versuchswesen wird also erhöhte Bedeutung zukommen. Auch dem Studium der äußeren Kräfte sollte besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden, denn oft erweisen sich die nachher am Bauwerk auftretenden Kräfte weit verschieden von den vorher gemachten Annahmen. Ein Ausweg bietet sich möglicherweise in der Einführung einer annehmbaren Überwachung des Gebrauchs, zu dem ein Bauwerk herangezogen wird.

Von der Entwicklung des sozusagen philosophischen Begriffs der Sicherheit ist zu sagen, daß er zunächst von der Theorie der Wahrscheinlichkeit beherrscht sein wird. Möglicherweise wird auch auf zivilem Gebiet der gegenwärtige Druck des Sparenmüssens zu einer ähnlichen Form führen, wie sie während des Krieges unter dem Zwang der militärischen Wirksamkeit erwachsen ist. Der ganze Apparat der Statistik und der Materialkontrolle würde hierbei eingesetzt werden müssen. Im übrigen wird die Arbeit der Ingenieure unter der Einwirkung von drei Sicherheitsbestrebungen stehen: eine, die eine Gefahr für das menschliche Leben auszuschließen sucht, eine, die den wirtschaftlichen Wirkungsgrad und eine dritte, die den militärischen Wirkungsgrad im Auge hat.

Abschließend soll nicht versäumt werden, mit besonderem Nachdruck darauf hinzuweisen, daß allzu engherzige Anwendung und Auslegung der Sicherheitsbestimmungen und Vorschriften geeignet ist, den Fortschritt auf dem Gebiet des Bauens zu hemmen, und daß alle Pionierarbeit notwendigerweise mit der Übernahme von Gefahren verbunden ist.

[Nach A. G. Pugsley in „Journal Institution Civil Engineers“ 36 (1950/51), Nr. 5, S. 5.]

Dr.-Ing. G. M e r k l e, Düsseldorf.

Schwimmende Senkkästen der Yorktown-Brücke werden im schnell fließenden Gezeitenwasser 45 m tief abgesenkt.

Bei der Pfeilergründung der Doppeldrehbrücke über den York River bei Yorktown, Va. (Abb. 1), war das Hauptproblem die Absenkung von 6 großen Caissons auf eine Tiefe von 45 m unter das mittlere Niedrigwasser. Der Vorgang wird an Hand der Gründung der beiden Drehpfeiler beschrieben. Hier ist der Fluß 24 m tief. Die Flußsohle besteht aus einer 6 m starken Schicht weichen Schlammes, unter der widerstandsfähigere Schichten anstehen. An der Baustelle verengt sich der Fluß auf etwa $\frac{1}{4}$ der unmittelbar stromauf und stromab vorhandenen

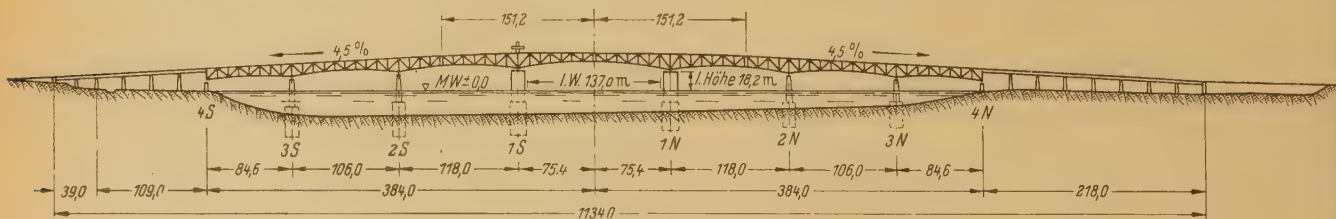


Abb. 1. Längsschnitt der Brücke.

kann es angebracht sein, die im Bruchversuch aufgenommene Energie als das irgendwie Mehrfache der bis zur Probelast absorbierten zu nehmen und damit von einer ausdrücklichen Beschränkung auf bestimmte Materialeigenschaften abzusehen.

Im Hinblick auf die Ermüdung besteht, wie bereits erwähnt, eine bemerkenswerte Tendenz, schon den Entwurf einer Konstruktion auf dieses Verhalten des Materials abzustellen, mit dem Ziel, die Lebensdauer von vornherein festzulegen. Die Anwendung eines solchen Verfahrens wird natürlich auf solche Fälle beschränkt bleiben, wo Ermüdung oder etwa auch Korrosion die vorherrschenden Faktoren sind.

Breite. Deshalb tritt gerade an der Baustelle die größte Wassergeschwindigkeit auf, und zwar sowohl bei Flut als auch bei Ebbe, und praktisch auf der vollen 24 m großen Tiefe des Flusses. Die gewaltigen Abmessungen der Bauteile, die Tiefe des Flusses und die Geschwindigkeit der Flut- und Ebbestrome in zwei Richtungen stellten schwere Aufgaben an die verantwortlichen Ingenieure. Die Größe der Arbeit erhellt aus der Tatsache, daß die für die 6 Senkkästen erforderlich gewesen 3700 t Stahl annähernd dem Gewicht des Überbaues gleichkamen.

Die vielfach übliche Ausführungsart durch Schütten einer künstlichen Sandinsel an der Baustelle schied wegen des sehr tiefen Wassers aus. Man entschloß sich zur Be-

nutzung schwimmender Caissons, die hoch genug sein mußten, um in einem so tiefen Wasser auf die Flußsohle abgesenkt zu werden.

Der Senkkasten hat einen Querschnitt von $15,60 \cdot 20,40$ m. Er enthält 6 Senkbrunnen von $3,60$ m $\varnothing$, die bis zur Schneide hinabführen, und durch die der größte Teil des Aushubs durch Eimerkettenbagger herausgeholt wird; gemischte Senkbrunnen- und Preßluftausschachtung. Die Senkbrunnen reichen oben $14,40$ m aus dem Senkkasten heraus, Abb. 2. Sie sind hier von einer ebenso hohen am Caisson angebrachten Spundwand umgeben, die not-



Abb. 2. Der 96 km weite Transport des Senkkastens von der Werkstatt bis zur Baustelle dauerte 60 Stunden. Etwa 600 m³ Beton waren vorher an der Schneide eingebracht worden, um den Caisson aufrecht schwimmen zu lassen und ihm einen Tiefgang von 10 m zu geben.

wendig war, damit das Bauwerk als Ganzes noch $2,40$ m aus dem Wasser herausragte, wenn der Caisson bis zu seiner endgültigen Kote, die im Falle des Drehpfeilers IS 45 m unter mittlerem Niedrigwasser war, abgesenkt worden war.

Die wichtigste Aufgabe bestand darin, die Art zu bestimmen, wie die Caissons in der richtigen Lage in diesem tiefen und schnell fließenden Wasser verankert werden sollten, bevor die Schneide genügend tief in die Sohle eingedrungen war, um die Stabilität zu sichern. Ein Studium der Winde, Strömungen und Gezeiten ergab, daß normale Wassergeschwindigkeiten von $4,8$ km/Std. erwartet werden konnten. Die Maximalgeschwindigkeiten konnten das doppelte erreichen. Es mußte auch mit Böen und Wirbelstürmen gerechnet werden. Da die Caissons etwa ein Jahr lang im schwimmenden Zustand zu verharren hatten, waren natürlich die Maßnahmen für ihre Sicherheit das ausschlaggebende. Nach den Ausschreibungsbedingungen sollte jeder Caisson durch 8 Anker gehalten werden, von denen 4 an der Wasserlinie und 4 am Boden zu befestigen waren. Es wurde ermittelt, daß eine schnelle Strömung am Boden eines 24 m tiefen Wassers einen Druck von 135 t ausüben kann, der durch die Anker aufgenommen werden müßte. Ein Wind gegen den aus dem Wasser herausragenden Teil des Senkkastens konnte einen weiteren Druck von 72 kg/m² in der gleichen Richtung hervorrufen. Solche Beanspruchungen hätten sehr schwere Anker und sehr schwere Ankerkabel erfordert. Ein Anker, der in der 6 m hohen Schlammsschicht 30 m unter der Wasseroberfläche ruht, erfordert ein Ankerkabel von etwa 200 m Länge. Solche quer durch den Fluß verlaufende Kabel bedeuten aber eine große Gefahr für die Senkkästen und für die Schifffahrt. Außerdem mußte damit gerechnet werden, daß die Anker im weichen Schlamm schleifen würden, und daß es daher sehr schwierig sein würde, den Caisson innerhalb weniger Zentimeter zu seiner vorgeschriebenen Lage zu landen.

Man entschloß sich daher zu einer anderen Lösung, und zwar zu einem festen Gerüst im Fluß, das steif genug war, um den Caisson gegen alle Angriffe von Strömung und Stürmen fest in seiner richtigen Lage zu halten. Dieses Gerüst bestand aus 4 vierfüßigen Stahlrohtürmen von 6 m im Quaderschnitt, $33,6$ m Höhe und einem Gewicht von 45 t. Je ein solcher Turm wurde in der Mitte der Caisson-Seitenflächen angeordnet. Die 4 Eckrohre eines Turmes bestanden aus nahtlosen Rohren $\varnothing 35$ cm. Quer-

verbände aus Rohren von 20 und 25 cm $\varnothing$ dienten zur Versteifung der Türme. Jeder Turm wurde durch 2 Schwimmkrane an Ort und Stelle gebracht. Von der Gesamttrüstung wurde zunächst der stromauf gelegene Turm gesetzt. Er wurde durch Triangulation von Land aus genau einvisiert. Dann wurde der Turm durch Einfädeln und Einrammen von 45 m langen Rohren $\varnothing 27$ cm in die 4 Eckrohre fest mit der Sohle verbunden. Anschließend wurden die eingefädelten Rohre oben fest mit den Eckrohren verbolzt. Dann wurden die beiden seitlichen Türme vom ersten Turm aus genau eingemessen und ebenso wie der erste mit der Sohle verbunden. Die 3 Türme wurden nun durch einen stählernen Rost miteinander verbunden und bildeten ein U, in das der Caisson bei ruhigem Wasser eingeschwommen wurde



Abb. 3. Das Gerüst, bestehend aus 3 Türmen und dem sie verbindenden Stahlrost links, ist fertig zur Aufnahme des Caissons von der Unterstromseite her. Nach Einfahren des Caissons wurde der 4. Turm gesetzt, um ihn vollständig einzufriedigen.

(Abb. 3). Der Caisson wurde sofort festgebunden, damit er nicht durch den Wechsel der Gezeiten oder durch Sturm wieder abgetrieben wurde. Schließlich wurde der 4. Turm gesetzt, und der Stahlrost über die ganze Rüstung erweitert, so daß der Caisson nun in jeder Richtung festgehalten war. Die Türme waren so gesetzt worden, daß auf allen Seiten 22 cm Spielraum zwischen der Rüstung und dem Senkkasten verblieb. Durch Absenkung von Polstern zwischen Rüstung und Senkkasten wurde der letztere in dem Augenblick, wo die Schneide in die Flußsohle eindrang, auf $2,5$ cm genau zu seiner planmäßigen Lage gebracht.

Die durch den stählernen Rost verbundenen Türme boten dem Caisson nach allen Seiten hin Schutz. Trotzdem wurden bei den ersten beiden Pfeilern in Erwartung eines Sturmes je 2 Schiffsanker stromauf und stromab ausgelegt. Die Ankertaue waren schlaff, konnten aber jederzeit angezogen werden. Als sich herausstellte, daß die Rüstung allein genügte, wurden bei den nächsten Pfeilern die Anker fortgelassen. Es wurden 3 Rüstungen hergestellt, und jede wurde zweimal verwendet. Die Plattform der Rüstung diente auch als Lagerplatz und als Anlagestelle für schwimmende Ausrüstung. Sie war auch stabil genug, um Fixpunkte für die Vermessung aufzunehmen, so daß auf 1200 m weite Visuren von Land aus verzichtet werden konnte. [Nach Civil Engineering 21 (1951) S. 406.]

E. Weiß, Berlin.

Neues Vorspannsystem in USA.

Die Prestressed Concrete Corp. of Kansas City, Mo. hat ein einfaches Vorspannsystem entwickelt, das bei einer kleinen Fußgängerbrücke über den Arroyo Seco in Los Angeles erstmalig zur Anwendung kam. Die rd. $33,5$ m weit gespannte Brücke hat bei einer Nutzbreite von $2,44$ m eine Verkehrslast von 269 kg/m² aufzunehmen. Sie besteht aus einer Fahrbahnplatte und zwei vorgespannten Hauptträgern, die an der Baustelle vorgefertigt und dann mit Hilfe schwerer Krane eingebaut wurden.

Der Hauptträgerquerschnitt ist T-förmig mit einem Obergurt $50,8 \cdot 22,9$ cm und einer Stegdicke von $25,4$ cm bei $172,7$ cm Gesamthöhe. Jeder Träger wird mit 125 Vorspanndrähten von $6,35$ mm $\varnothing$ vorgespannt. Die Drähte sind zu 2 Gruppen zusammengefaßt und, um einen Verbund mit dem Beton zu verhüten, in Kästen aus dünnem

Blech verlegt, die nach dem Vorspannen in der üblichen Weise ausgepreßt werden.

Zur Verwendung kommen Stahldrähte mit einer Zugfestigkeit von $15,5 \text{ t/cm}^2$. Beim Vorspannen werden die Drähte 2 Minuten lang mit 10 % überbeansprucht und dann auf die rechnermäßige Spannung von $8,2 \text{ t/cm}^2$ abgelassen. Mit Rücksicht auf Kriechen und Schwinden ist eine endgültige Drahtspannung von $7,2 \text{ t/cm}^2$ zu erwarten.

Die Vorspanndrähte werden zuerst auf Länge abgeschnitten, dann werden die Enden mit Hilfe einer Spezialhammermaschine zu knopfartigen Köpfen aufgestaut. (Diese aufgestauten Köpfe sind nicht zu verwechseln mit den sog. Zieh-hülsen.) Diese Köpfe werden an einem Ende in Verteilungsplatten und an dem anderen Ende in Spannblöcke jeweils unter Zwischenschalten von Unterlagsscheiben verankert. Durchgeführte Versuche mit derartigen Verankerungen zeigten selbst bei der 1,5-fachen zulässigen Last noch eine vernachlässigbare Schlupferscheinung.

Die Vorspanndrähte sind in Lagen von jeweils 5 Stück angeordnet, die durch Abstandshalter voneinander getrennt gehalten werden. Die einzelnen Lagen sind in gußeiserne Spannblöcke von den Abmessungen $2,5 \cdot 10 \cdot 8,9 \text{ cm}$ verankert (Abb. 1). Diese Spannblöcke werden einzeln mittels einer einfachen Hilfskonstruktion von einer 25-t-Presse herausgezogen, wobei U-förmige Gußeisen-

selbst Erfahrungen zu sammeln, und im Herbst 1950 eine Fußgängerbrücke von 33 m Spannweite über den Arroyo Seco in Los Angeles in vorgespanntem Beton erbaut. Eine normale Stahlbetonbrücke für dasselbe Bauvorhaben war vorher entworfen worden und konnte zum Vergleich herangezogen werden. Abb. 1 zeigt den Querschnitt der zur Ausführung gekommenen Brücke, bei der im übrigen ver-

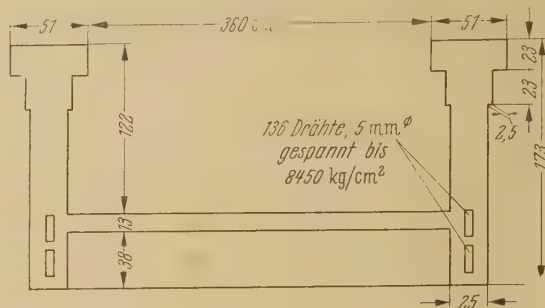


Abb. 1.

mieden wurde, den kleinstmöglichen Querschnitt der Träger zu erreichen oder sonstige Neuerungen anzuwenden. Die Vorspannelemente bestanden aus je 136 Drähten von 5 mm Durchmesser, an deren Enden maschinell knopfartige Verdickungen angestaut wurden, und den gelochten Ankerplatten, durch welche die Drähte hindurchgezogen wurden. Abb. 2 und 3. — Auf der Vorspannseite sind zwischen den Drahtköpfen und der Unterlagsscheibe Spannblöcke eingeschaltet, an denen die Vorspannpresse angesetzt wurde. Nach dem Spannen, das bis zu 8000 kg/cm^2 ausgedehnt wurde, wurden die Drähte durch Einfügen von Paßstücken in ihrer gespannten Lage festgehalten und die Drähte umhüllenden Blechanäle mit Zement ausgepreßt (Abb. 4). Die Brückenträger wurden an Land betoniert, vorgespannt und durch vier Krane auf die Widerlager gehoben. Die Platte wurde danach an Ort und Stelle betoniert. Mit Hilfe von eingebauten Carlson-Spannungsmessern wurde die Vorspannung des

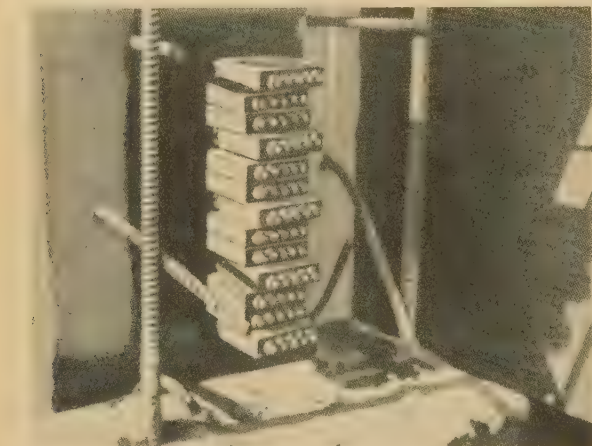


Abb. 1. Spannblöcke. Einige Tage nach dem Betonieren werden einige Spannblöcke leicht herausgezogen. (Der Bleistift auf dem oberen Spannblock gibt einen Vergleichsmaßstab.)

keile zwischen Verteilungsplatte und Spannblock geschoben werden.

Bereits 2 bis 3 Tage nach Einbringen des Betons wurden im vorliegenden Fall einzelne Spannblöcke leicht angezogen, um die Möglichkeit von Schwindrissen von vornherein auszuschalten. Nachdem der Beton eine Festigkeit von 352 kg/cm^2 erreicht hatte, wurde dann volle Vorspannung aufgebracht.

Bei der Ausführung zeigten sich einige kleine Kinderkrankheiten, die jedoch schnell behoben werden konnten.

Das beschriebene Vorspannverfahren mit gleichzeitigem Anspannen von 5 Drähten hat gegenüber dem System Freyssinet, bei dem 12 Drähte zusammen angespannt werden, den Vorteil, daß einfachere Vorrichtungen und leichtere Geräte erforderlich sind, während es in bezug auf das Zweidrahtsystem von Magnel wesentlich schneller verläuft und daher zeitsparend ist. [Nach Eng. News-Rec. 146 (1951) Seite 40.]

H. Fröhlich, Dortmund.

Sind vorgespannte Brücken billiger?

Im Gegensatz zu Europa, wo der vorgespannte Beton seit etwa 15 Jahren zunehmende Bedeutung erlangt hat, scheint er in Amerika die Bauform zu sein, über die zwar am meisten gesprochen und geschrieben wird, die aber in die Praxis noch kaum Eingang gefunden hat.

Nach mehrjährigem Studium der Entwicklung, die der vorgespannte Beton genommen hat, hat die Straßenverwaltung Kaliforniens ein geeignetes Objekt gesucht, um

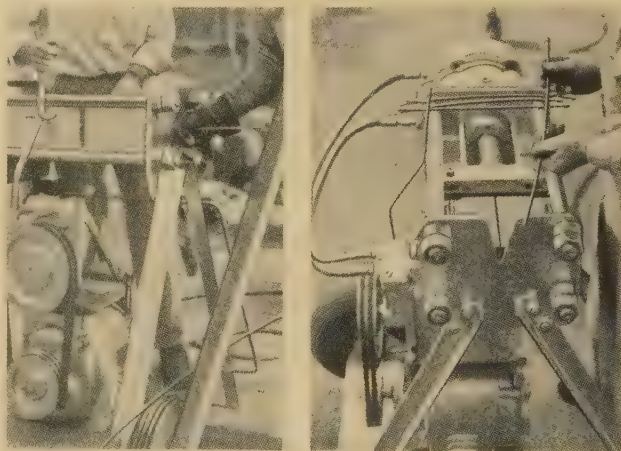


Abb. 2. Maschine, die an den Drahtenden Knöpfe anstaut.

Betons gemessen und der Spannungsverlust aus Schwinden und Kriechen verfolgt.

Bei einem Vergleich der Kosten für vorgespannten Beton in den USA und in Europa dürfen die grundlegenden Unterschiede der wirtschaftlichen Verhältnisse nicht außer acht gelassen werden. In den USA sind Stahl und Beton verhältnismäßig billig, dagegen sind die Lohnkosten schon immer hoch gewesen. Die Entwicklung arbeitssparender Methoden und weitgehende Mechanisierung der Produktionsverfahren waren die natürliche Folge. Die wirtschaftlichen Möglichkeiten einer neuen Bauform werden daher in verbesserten Herstellungsverfahren, damit verbreiteter Anwendung und damit wieder niedrigeren Kosten liegen. In Europa dagegen wird als wirtschaftlichste Bauform im allgemeinen diejenige angesehen, die selbst bei etwas größerem Lohnaufwand die größte Materialersparnis bringt. Daher hat auf dem Kontinent der vorgespannte I-Balken eine bevor-

zugte Verwendung gefunden, obwohl Schalung und das Vorspannen verhältnismäßig teuer sind. Der einfache Plattenquerschnitt ermöglicht die größten Ersparnisse an Schalung selbst wie durch ihre Wiederverwendung und an Facharbeiterstunden. Hinzu kommt, daß die Platte die geringste Bauhöhe erfordert. In Kalifornien sind die häufigsten Brücken bis zu etwa 18 m Spannweite massive Plattenbrücken, für Spannweiten darüber bis etwa 40 m sind weitgehend Hohlkörperplatten oder Stahlträger verwendet. Durch das Vorspannen werden die wirtschaftlichen Spannweiten für Massivplatten auf etwa 25 m und für Hohlkörperplatten auf 35 m gesteigert werden können.

Die Arroyo Seco-Brücke ist zu ungefähr demselben Preis vergeben worden, den eine normale Stahlbeton-

verlegen, ohne unermeßlichen Schaden an Eigentum zu verursachen. Wenn daher Kreuzungen als Über- oder Unterführungen ausgeführt werden müssen, so liegt es auf der Hand, daß geringere Bauhöhen von Brücken wesentliche Ersparnisse an Kosten im Gefolge haben. Sie ergeben sich durch niedrigere Dämme und geringere Ausschachtungen; das Anschneiden des Grundwassers mit all seinen Folgen, Schwierigkeiten durch Umlegen von Versorgungsleitungen u. dgl. können unter Umständen ganz oder teilweise vermieden werden.

Im Straßennetz von Kalifornien bestehen etwa 5000 Brücken aus Holz, die über kurz oder lang durch dauerhaftere Bauwerke ersetzt werden müssen. Viele von ihnen

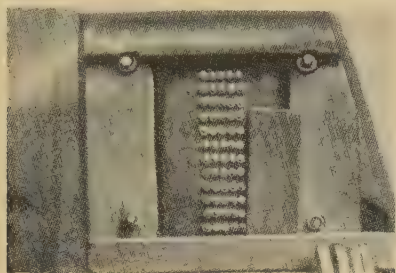


Abb. 3. Verankerung der Spannkräfte.



Abb. 4. Spannseite der Balken.

brücke gekostet hätte. Eine Gegenüberstellung der verbrauchten Baustoffe zeigt folgende Zahlen:

	Beton m³	Bewehrungs- stahl t
Gewöhl. Stahlbetonbrücke	67	14,1
vorgespannte Brücke	38,0	2,5
		schlaufe Bewehrung 2,14
		Vorspannstahl

Für Beton wurde also, der gleiche Preis für beide Bauarten vorausgesetzt, ein Betrag von 460 \$, für normalen Bewehrungsstahl 2830 \$, zusammen rund 3300 \$ eingespart. Dagegen betrugen die Kosten für Material und Ausführung der Vorspannung 5000 \$. Weitere Einsparungen ergaben sich durch etwas kleinere Widerlager und Rampen, durch den Wegfall des Lehrgerüsts und seines Risikos und die zweimalige Verwendung der Schalung, zusammen etwa 5000 \$. Die Montage der Fertigträger kostete demgegenüber 2000 \$.

Im Ergebnis gleichen also die hohen Kosten für das Vorspannen — 2,5 \$/kg Vorspannstahl — die Einsparungen nahezu aus. Zieht man jedoch andere Faktoren, wie geringere Bauhöhe, leichtere Betonfertigteile und ähnliche zum Vergleich heran, so scheint der vorgespannte Träger einen tatsächlichen Vorteil zu haben.

Für eine Strecke von 3 Meilen des Hollywood Freeway als Beispiel hat man berechnet, daß die Kosten der Kunstbauten etwa 2/3 der Gesamtbaukosten betragen und sich zwischen 1,5 und 2,0 Mio. \$ bewegen. Mittel und Wege zu finden, diese enormen Kosten zu senken, ist daher ein dringendes Erfordernis. Eine Möglichkeit bietet sich in der Herabsetzung der Bauhöhen von Brücken. In dicht besiedelten Gebieten ist es nicht möglich, die Linienführung bestehender Straßen oder Eisenbahnen zu

liegen in abgelegenen Gegenden, wohin die Baustoffe auf weite Entfernung antransportiert werden müssen. Für solche Bedingungen haben vorgefertigte, vorgespannte Bauelemente infolge ihres geringeren Querschnitts und daher leichteren Gewichts, besonders wenn sie noch von fahrbaren Kranen bewegt werden können, Vorteile, die sich in geringeren Kosten ausdrücken werden, auch wenn der Preis für das Vorspannen nicht gesenkt werden könnte. Die Lösung dieses Problems könnte also in der Entwicklung der Massen- und Fließbandfertigung von vorgefertigten, vorgespannten Brückenteilen nach Normen liegen, welche für die Bedürfnisse der Staats- und Landstraßenbrücken aufzustellen wären.

Da etwa 75 % aller Brücken im staatlichen Straßennetz Kaliforniens Spannweiten von 12 m oder weniger haben, wären hierfür Brückentafeln besonders geeignet, die, aus einzelnen Betonblöcken bestehend, erst an Ort und Stelle zusammengefügt und durch Vorspannen zu einem Tragwerk vereinigt werden. Schließlich spielt heute im Zeichen des Rüstungsprogramms auch in den Vereinigten Staaten die Einsparung von Beton und Stahl eine volkswirtschaftlich nicht unwichtige Rolle. Wie am Beispiel der Arroyo Seco-Brücke gezeigt wurde, ist es möglich, bei Spannbetonkonstruktionen bis zu 50 % an Beton und 80 % des Stahlgewichtes einzusparen.

Schwierigkeiten bestehen in den USA z. Z. noch darin, daß nur sehr schwer vernünftige Angebote für vorgespannte Konstruktionen zu erhalten sind. Der entwerfende beamtete Ingenieur sieht sich außerdem genötigt, für die verschiedenen patentrechtlich geschützten Vorspannverfahren Spielraum bei seinem Entwurf zu lassen. Das Fehlen allgemein anerkannter Richtlinien und Bestimmungen für vorgespannten Beton erschwert ihm Beurteilung und Auswahl angebotener Lösungen. [Nach Journal Amer. Concrete Inst. 22 (1951) S. 761—772.]

Dr.-Ing. G. Merkle, Düsseldorf.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

Pirlet, J., Prof. Dr.-Ing., Köln, Ehem. Honorarprofessor der TH. Aachen: **Statik der rahmenartigen Tragwerke.** VII u. 168 S., Gr. 16·24 cm mit 80 Abb. u. 5 Tafeln in einer Tasche. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag, 1951. Ladenpreis: Ganzleinen DM 24,—.

Für den aus einem Stabzug beliebig herausgegriffenen biegungsfesten Stab zwischen zwei Knotenpunkten, von denen beliebig viele steife Stäbe zu weiteren Knotenpunkten gleicher Art abzweigen, werden die Anschlußmomente für eine große Anzahl von Belastungsfällen,

für Temperaturänderung und Stützensenkung, sowie deren Einflußlinien in geschlossenen Formeln angegeben unter der Voraussetzung, daß die Knotenpunkte keine Verschiebungen erleiden. Verfasser führt zu diesem Zweck die Einspannungsgrade ε aller Stäbe ein, die sich zwischen 0 bei gelenkigem Anschluß und 1 bei starrer Einspannung bewegen und naturgemäß in enger Verwandtschaft zu den Festpunktwerten stehen. Für die Einspannungsgrade werden Formeln entwickelt, die eine einfache tabellarische Berechnung ermöglichen, wie an verschiedenen Beispielen gezeigt wird. Weiterhin werden

Näherungsrechnungen abgeleitet, die sich aus meist zulässigen, vereinfachten Annahmen für die Einspannungsgrade ergeben.

Die Entwicklung fußt auf dem „Kraftgrößenverfahren“ und läßt dessen Zweckmäßigkeit auch für die Berechnung von Rahmentragwerken klar erkennen. Die Darstellung ist sehr eingehend, infolge der vom Verfasser mit Absicht gebrachten häufigen Wiederholungen leicht verständlich und gibt einen klaren Einblick in die bei Rahmentragwerken auftretenden Fragen.

E. K o h l, Braunschweig.

Volquardts, H., Dip.-Ing.: Erdbau. 3. Aufl. VIII und 123 S., Gr. 17·25 cm mit 159 Abb., 11 Tafeln, 2 Ausschlagtafeln. Leipzig: B. G. Teubner Verlagsges., 1951. geb. 8,20 DM.

Der Verfasser behandelt die Erde als Baugrund und als Baustoff. Ausgehend von den neuzeitlichen Anforderungen an die Ebenflächigkeit der Straßen werden die Verfahren zur Herstellung der Dämme und Einschnitte und des Planums in Geländehöhe beschrieben. Die Maßnahmen für eine gute Eingliederung des Verkehrsweges in die Landschaft werden aufgezeigt. Bei der Bodenförderung ist auch der gleislose Betrieb aufgeführt. In allen Angaben sind die zur Zeit geltenden Richtlinien berücksichtigt. Die letzten Abschnitte des Buches sind der Erdmassenermittlung und der Massenverteilung gewidmet. Hier hätten neben dem Verfahren von G ö r i n g auch neuere Verfahren erwähnt werden sollen.

Das Buch mit seinen guten Abbildungen und klaren graphischen Darstellungen ist für Studenten der Bau-schulen geschrieben. Aber auch der Ingenieur in der Praxis wird es gerne zur Hand nehmen.

J. S c h l u m s, Hannover.

Kuske, A.: Verfahren der Spannungsoptik. 134 S., Gr. 8° mit 61 Abb. Düsseldorf: Deutscher Ingenieur-Verlag GmbH., 1951. Preis: geh. DM 10,—.

Der Verfasser weist darauf hin, daß die neuesten Verfahren der Spannungsoptik noch nicht zusammenfassend dargestellt worden sind, und will mit seinem Buch dem Anfänger die Einarbeit erleichtern. Nach einem Überblick über die Verfahren (insbesondere der Auswertung) und die Geräte beschreibt er ausführlich das Erstarrungsverfahren mit der Auswertung der Achsenbilder, die Schichtverfahren (Oberflächenlack, Plattenbiegung) und das Streulichtverfahren. Schließlich werden die Werkstoffe und die Modellherstellung behandelt. Da der Verfasser sich wesentlich auf eigene reiche Erfahrungen bezieht, erhält der Fachmann viele interessante Anregungen. Es mag jedoch bezweifelt werden, ob das Buch für den Anfänger geeignet ist. Manche Darstellungen sind komplizierter als notwendig und nicht etwa klarer als die üblichen (z. B. die Abbildungen zu den Grundlagen der Doppelbrechung), manche Zeichnungen sind inkorrekt (z. B. sollten Hauptspannungslinien stets senkrecht aufeinander stehen) und manche Ausführungen (z. B. über Achsenbilder) sind nur schwer verständlich.

G. M e s m e r, z. Z. St. Louis/Mo. (U. S. A.)

Olsen †, Hugo, Dr.-Ing., München, und Prof. Dr. techn. Fritz Reinitzhuber, Alexandrien (Ägypten): Die zweiseitig gelagerte Platte. Die statische Berechnung von zweiseitig gelagerten Platten mit beliebigem Seitenverhältnis und beliebigen Belastungen mittels Einfluß- und Zustandsflächen. 2. Band: Anwendungen und Folgerungen. 178 S. Gr. 27,5·18,5 cm, mit 163 Abb., 20 Gebrauchstabellen und 6 ausführlichen Zahlenbeispielen. Berlin: W. Ernst und Sohn, 1951, Preis: Ganzleinen DM 32,—.

Es werden wie im ersten Band Platten behandelt, die nur an zwei Rändern gelagert sind. Während im ersten Band nur für einige wenige Seitenverhältnisse die Einflußflächen angegeben sind, haben die Verfasser im zweiten Band Kurventafeln gezeichnet, aus denen man die Einflußwerte für ganz allgemeine Seitenverhältnisse entnehmen kann. Außerdem sind für 20 verschiedene Seitenverhältnisse die Werte noch einmal in Zahlentafeln zusammengestellt. Für zweiseitig eingespannte bzw. durchlaufende Platten sind zwei Näherungsverfahren angegeben. In sechs ausführlichen Zahlenbeispielen wird nicht

nur der Gebrauch der Tafeln gezeigt, sondern darüber hinaus werden auch Untersuchungen von allgemeinerer Bedeutung angestellt. Von großem Vorteil ist, daß für die Fälle, für die die Querdehnungszahl eine Rolle spielt, Tafelwerte für $\nu = 0$ bzw. $\nu = 1/6$ vorhanden sind. Interessant sind auch die Vergleiche der Momente zwischen der genauen Untersuchung mittels Einflußflächen und der nach DIN 1045 bzw. DIN 1075 zulässigen Rechnung als Balken mit vorgeschriebener Verteilungsbreite und Querbewehrung. Dabei ist auffallend, daß besonders bei den Quermomenten die Werte nach der strengen Theorie zum Teil wesentlich niedriger sind als die, die sich nach den Bestimmungen ergeben.

Die mit großem Fleiß aufgestellten Zahlentafeln ermöglichen eine Berechnung der Plattensysteme nach der strengen Theorie ohne nennenswerten Zeitaufwand. Es ist daher zu wünschen, daß das sehr brauchbare Buch in recht viele Hände gelangen möge.

Prof. Dr.-Ing. habil. Kurt H i r s c h f e l d, Aachen.

Hahn, J., Dipl.-Ing.: Durchlaufträger, Rahmen und kreuzweise bewehrte Platten. Eine einfache Berechnungsart mit Lastart-Beiwerten. 92 S., Gr. DIN B 5 und 85 Abb. Düsseldorf-Lohausen: Werner-Verlag GmbH., 1951. Preis: Halbl. DM 9,—.

Der Verfasser ermittelt die Stützenmomente von beliebigen Dreifeld- und symmetrischen Vierfeldträgern in der Form $M = \sum \frac{K \cdot l}{m} \kappa$, wobei K die Gesamtlast eines

Feldes, m die „Momentenzahlen“ und κ die „Lastart-Beiwerte“ darstellen, die beide in Tafeln in Abhängigkeit von den Steifigkeitsverhältnissen bzw. der Art der Belastung angegeben sind. Wenn auch diese Methode für spezielle Fälle kleine Zeiteinsparungen mit sich bringt, so muß doch den allgemeingültigen Verfahren, z. B. der Berechnung mittels der Dreimomentengleichung oder dem Momentenausgleichverfahren der Vorzug gegeben werden. Bei der Ermittlung der Momente vierseitig gelagerter kreuzweise gespannter Platten verläßt der Verfasser die übliche Form $M_x = a \cdot q \cdot l_x^2$ und bringt die Berechnung auf die gleiche Form, wie sie schon eingangs bei der Behandlung der Balken erwähnt wurde. Zu begrüßen ist, daß für kreuzweise gespannte Platten unter Einzel- und Streifenlasten einige Tafeln unter Zugrundelegung der B i t t n e r s c h e n Werte aufgenommen sind.

Das Buch von H a h n enthält eine Reihe von Beispielen, die die angegebenen Verfahren erläutern. Leider ist bei dem einleitenden Beispiel auf Seite 12 ein Rechenfehler unterlaufen, der die erste Orientierung erschwert. Auch das Beispiel 4 auf Seite 29 würde besser nicht als Fundamentstreifen zu bezeichnen sein. Das Buch kann für diejenigen, die die Auflösung von Gleichungen umgehen wollen, von Nutzen sein.

Prof. Dr.-Ing. habil. Kurt H i r s c h f e l d, Aachen.

Maier-Leibnitz, Hermann, Prof. Dr.-Ing., Stuttgart: Vorlesungen über Statik der Baukonstruktionen II, Teil 2: Fortsetzung der Untersuchungen über durchlaufende Träger und Rahmen, insbesondere über solche mit gerader Achse und mit im Feld veränderlichem Trägheitsmoment. XII und 278 S. (S. 201—379), Gr. DIN A 4 mit etwa 173 Textabbildungen. Stuttgart: Franckh'sche Verlagsbuchhandlung 1951. Preis: kart. DM 18,—.

Es werden zunächst die Untersuchungen an Rahmen-trägern für zweigeschossige Stockwerkrahmen fortgesetzt. Anschließend werden die Einflüsse von Formänderungen infolge von Normal- und Querkraften bei Rahmen, sowie von Stützpunktverschiebungen bei durchlaufenden Trägern und Rahmen untersucht. — Der größte Teil des neuen Teilbandes befaßt sich systematisch mit dem Traglastverfahren bei durchlaufenden Balken sowie mit dem Einfluß von elastisch und unelastisch nachgiebigen Verbindungsmitteln zwischen Trägerteilen und bei Rahmenknotenpunkten! — Auch der neue Teilband wird in der Fachwelt begrüßt werden. Insbesondere der Behandlung der zuletzt gekennzeichneten Sonderprobleme kommt für die Praxis des konstruktiven Ingenieurbaues große Bedeutung zu! Man vgl. auch die Buchbesprechungen Der Bauingenieur 24 (1949) S. 253 und 26 (1951) S. 159.

Otto S t e i n h a r d t, Karlsruhe.

Klotter, Karl, Dr.-Ing., o. Prof. a. d. Techn. Hochschule Karlsruhe: Technische Schwingungslehre. I. Bd.: Einfache Schwinger und Schwingungsmeßgeräte. 2. umgearb. u. ergänzte Aufl. XVI, 399 S., Gr 3° mit 360 Abb., Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag 1951. Preis Ganzl. DM 46,50.

Der Umstand, daß die 2. Aufl. des I. Bandes früher erscheint als erstmalig der II. Band (Schwinger von mehreren Freiheitsgraden), würde angesichts der Kriegslücken in unseren Büchereien schon willkommen sein, wenn es sich nur um eine schlichte Neuauflage des Bandes von 1938 handelte. Der neue I. Band hat jedoch erhebliche Erweiterungen erfahren: Zu dem früheren Inhalt sind wichtige neue Abschnitte getreten, so daß mit Recht die Bezeichnung „Einführung“ im damaligen Buchtitel fortfallen konnte.

Zunächst werden wieder die freien und die erzwungenen Schwingungen gebracht, ungedämpft und mit den gebräuchlichsten Dämpfungsgesetzen. Die freien ungedämpften Schwingungen werden nicht nur nach der Differentialgleichung (Ansatz der Kräfte), sondern auch nach den als Näherungslösung bewährten Energie-Ansätzen behandelt. Neben geradliniger Federcharakteristik wird auf nicht-geradlinige eingegangen. Der Abschnitt „Erzwungene Schwingungen“ schließt mit Betrachtungen über die Stoffdämpfung.

Neu aufgenommen wurde ein umfangreicher Abschnitt über Schwingungsmessung. Neben einer Aufzählung der Meßgeräte, eingeteilt nach ihren Eigenarten und ihrer Wirkungsweise, werden praktische Hinweise für ihre Anwendung gegeben.

Schließlich wurde der Band um einen Abschnitt über „rheolineare Schwinger“ bereichert, d. h. über Schwingungserscheinungen, deren Differentialgleichungen variable Koeffizienten haben (z. B. Mathieu'sche Diff.-Gl.). Aus

naheliegenden Gründen ist dieser Abschnitt nach mathematischen Rücksichten gegliedert, zum Ausgleich dessen werden zahlreiche Fälle der praktischen Anwendung genannt. Etwas deutlicher hätte man die engen Zusammenhänge zwischen diesem Abschnitt und bestimmten selbstgesteuerten („angefachten“) Schwingungen in Erscheinung treten lassen können. Letztere werden nur kurz und generell behandelt.

In der Besprechung der 1. Auflage [BAUINGENIEUR 19 (1938), S. 714] wurde das Buch bereits als eine der besten Veröffentlichungen auf dem Gebiete der Schwingungslehre bezeichnet, gleich wertvoll als Lehr- und als Nachschlagewerk. Diese Beurteilung ist für den Band auch in seiner heutigen Gestalt in vollem Maße zutreffend. Zwar wird mancher Bauingenieur dazu neigen, bestimmte Abschnitte für entbehrlich zu halten, z. B. derart, daß eine nicht-erweiterte Neuauflage ausreichend gewesen sei. Da Schwingungsvorgänge aber bei der zunehmenden Verwendung leichter Bauweisen immer größere Bedeutung gewinnen, kann es nur von Vorteil sein, die reichen Hilfsmittel dieses Buches verfügbar zu haben.

F. W. Walting, Düsseldorf.

Dorn, Wilh., u. K. Lütgen: Humor in der Technik (Heitere Geschichten, unterhaltsame Anekdoten, Kuriositäten, Satiren in Vers und Prosa mit zahlreichen Karikaturen aus dem Reiche der Technik). 328 S., Gr. 19,5 × 24 cm, Essen, Vulkan-Verlag Dr. W. Classen, 1949/50. Preis: Ausgabe A DM 9,80, Ausgabe B DM 16,—.

Bitumen. Gewinnung, Eigenschaften und Verwendung in der Industrie, im Hochbau und im Ingenieurbau. Bearbeitet und veröffentlicht von der Arbeitsgemeinschaft der Bitumen-Industrie e. V., 20 Abb. und 4 Zähltafeln. 31 S., Gr. DIN A 5. Kostenlos zu beziehen: Hamburg 36, Dammthorstraße 31.

Belluzzi, Odono, Professore ordinario di Scienza delle Costruzioni nella Facoltà di Ingegneria della Università di Bologna: Scienza delle Costruzioni, Volume Terzo, Capitoli XXVII—XXVIII—XXIX, Le membrane curve. Le lastre curve (tubi, cupole, serbatoi). Le volte sottili. 546 S., Gr. 18 × 25,5 cm. Bologna: Nicola Zanichelli Editore, 1951.

Verschiedenes.

Prof. Dr.-Ing. A. Hawranek †.

Am 13. November 1951, knapp vor der Erreichung seines 73. Lebensjahres, ist in Brünn (Mähren) der Hochschulprofessor und Zivilingenieur für Bauwesen Dr.-Ing. Alfred Hawranek nach einem arbeitsreichen Leben gestorben. Die Fachwelt verliert in ihm einen hervorragenden Ingenieur, der mit seinen technischen Leistungen, mit seinem pädagogischen und schriftstellerischen Geschick befruchtend auf die Bauingenieurkunst eingewirkt hat.

Schon in frühen Jahren trat seine praktische und theoretische Begabung in Erscheinung. Als er 1907 mit seiner Arbeit „Zur Berechnung von Bogenfachwerkträgern“ sowie mit einem Ausführungsentwurf für eine Bogenfachwerksbrücke bei Ung. Hradisch zum Doktor der technischen Wissenschaften promovierte, wurde er im gleichen Jahre auch zum Dozenten für Brückenbau an der Deutschen Techn. Hochschule in Brünn, damals noch der österr.-ung. Monarchie zugehörig, bestellt. Bald darauf, im Jahre 1912, wurde er im Alter von 34 Jahren zum ordentlichen Professor für Stahlhochbau und Elastizitäts- und Festigkeitslehre an diese Hochschule berufen.

Aber sein eigentliches Fachgebiet war der Brückenbau, sowohl in Stahlkonstruktion als auch in Stahlbeton. Als daher 1919 der Lehrstuhl für Brückenbau an der Techn. Hochschule in Brünn, an der auch sein Lehrer, Prof. Melan, gewirkt hatte, vakant wurde, war es eine Selbstverständlichkeit, daß Hawranek dessen Ordinarius wurde. Nach dem 1. Weltkrieg wurde Mähren in die Tschechoslowakei eingegliedert, und die deutsche Techn. Hochschule in Brünn sollte aufgelöst werden. Hier hat sich H. in mannhafter Weise für deren Fortbestand eingesetzt. Gerade in jener kritischen Zeit wurde er zweimal zum Rektor der Hochschule gewählt. Und er blieb



ihr treu bis zum bitteren Ende, als 1945 in den chaotischen Zuständen des Zusammenbruches auch diese deutsche Bildungsstätte, die einst von Kaiser Franz Joseph I. im Jahre 1859 gegründet wurde, im Strudel der Nachkriegszeit unterging.

Wenn man die technische Fachliteratur nach der Jahrhundertwende durchsieht, so wird man den Namen Hawranek immer wieder antreffen. Seine mathematische Begabung, gepaart mit unermüdlichem Fleiß, haben viele grundlegende Arbeiten des Stahlbaues und Stahlbetonbaues gezeitigt. Sein erstes größeres Werk „Nebenspannungen von Eisenbeton-Bogenbrücken“ hatte die Aufmerksamkeit der Fachwelt auf sich gelenkt. Und die weiteren Bücher: „Der Stahlskelettbau“, „Bewegliche Brücken“ und „Theorie und Berechnung von Stahlbrücken“ gehören zu den Standardwerken der deutschen Fachliteratur.

Was Hawranek besonders auszeichnete und was auch der Grund seiner ausgedehnten praktischen Tätigkeit gewesen sein mag, war der Umstand, daß er den Stahlbau in gleicher Weise meisterlich beherrschte wie den Beton- und Stahlbetonbau. Er hat nicht nur an zahlreichen Wettbewerben des In- und Auslandes erfolgreich teilgenommen, sondern viele ausgeführte Bauwerke sind ein Zeichen seiner großen Schaffenskraft. Nach dem 2. Weltkrieg hat H. das harte Los der Hochschullehrer des deutschen Ostens geteilt. In seiner Vaterstadt Brünn hat er noch buchstäblich bis zu seinem letzten Atemzug als Beratender Ingenieur gewirkt. Sein stets schaffender und tätiger Geist konnte selbst im hohen Alter nicht zur Ruhe kommen.

Alle, die den Vorzug hatten, mit Hawranek, sei es als Schüler, Assistenten oder Fachkollegen, in näheren Kontakt zu kommen, werden ihm ein ehrendes und dankbares Andenken bewahren.

Dr.-Ing. O. F. Theimer, München.

75 Jahre Thormann & Stiefel A.G.

Die Firma Thormann & Stiefel A.G., Augsburg, Unternehmung für Hoch-, Tief- und Straßenbau — Betonwerk, feierte im Dezember 1951 ihr 75jähriges Betriebsjubiläum. Aus diesem Anlaß hat die Firma eine Schrift heraus-

gegeben, die einen Überblick über ihr außerordentlich mannigfaltiges Tätigkeitsgebiet gibt.

Tagung der Internat. Ges. für Erd- und Grundbau.

Die Internat. Ges. für Erd- und Grundbau (International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, USA.) unter dem Vorsitz von Prof. Terzaghi beabsichtigt ihre nächste Tagung (nach Cambridge 1936 und Rotterdam 1948 die dritte) im August 1953 in der Schweiz abzuhalten. Die Gesellschaft umfaßt z. Z. als Mitglieder über 25 Länder. Auch die Deutsche Ges. für Erd- und Grundbau e. V. wird der Gesellschaft in Kürze beitreten. Die Tagung soll vom 16. bis 20. August 1953 in Zürich und am 25. August in Lausanne stattfinden. In den dazwischenliegenden vier Tagen wird eine Reise durch die Alpen mit Besichtigungen vorgenommen. An der Tagung können außer den Mitgliedern der Gesellschaft auch andere Fachleute, die an den Fragen des Erd- und Grundbaues interessiert sind, teilnehmen.

Die amtlichen Sprachen der Tagung sind englisch und französisch. In den Sitzungen werden u. a. behandelt die allgemeine Theorie des Baugrundes, die Eigenschaften des Bodens, Fragen der Ingenieurgeologie, Versuche in der Versuchsanstalt und im Felde, die Gründung von Bauwerken und Erddämmen, die Tragfähigkeit des Baugrundes, Setzungsbeobachtungen, Pfähle und Pfahlgründungen, der Unterbau von Straßen und Flugplätzen, Erddruckfragen, Uferbefestigungen, Standfestigkeit der Böschungen und der Erddämme, Fragen des Porenwasserdruckes und Grundwasserfragen.

Die Teilnehmer können für die Tagung Berichte einreichen, für die ins einzelne gehende Vorschriften bestehen und die — ebenso wie die Anmeldungen zur Tagung — für Deutschland über den Vorsitzenden der Deutschen Ges. für Erd- und Grundbau eingereicht werden müssen. Auf Anfordern übersendet die Deutsche Gesellschaft die Einladung und gibt nähere Auskunft. Anfragen sind zu richten an den Vorsitzenden der Gesellschaft, Oberbaudirektor a. D. Dr.-Ing. Lohmeyer, Hamburg 20, Geffckenstraße 16.

Einheitliche technische Bestimmungen.

Am 28. November 1951 fand in Mainz unter starker Beteiligung die 3. Sitzung nach dem Kriege statt. Die Obmänner der Arbeitsausschüsse berichteten über die abgeschlossenen und die im Gang befindlichen Arbeiten. Von den ersten seien außer den bereits erschienenen die Normblätter DIN 4114 — Berechnungsgrundlagen für Stabilitätsfälle im Stahlbau —, DIN 4220 — Gerüstordnung — und DIN 4108 — Wärmeschutz im Hochbau — genannt, die in den ersten Monaten des Jahres 1952 erscheinen werden.

Von den in Bearbeitung bzw. in Neubearbeitung befindlichen Normblättern sei auf die Normblätter DIN 4024 — Dampfturbinenfundamente — DIN 120 — Stahlbauteile von Kranen und Kranbahnen —, DIN 4109 — Schallschutz im Hochbau —, DIN 1054 — Zulässige Belastung des Baugrundes und der Pfahlgründungen —, DIN 1053 — Mauerwerk — sowie auf die Ergänzung von DIN 4074 — Bauholz, Gütebedingungen — durch Gütebedingungen für Rundholz hingewiesen.

In eingehender Aussprache wurden neu einzuleitende Aufgaben beschlossen und allgemein interessierende Probleme behandelt. Ferner wurde u. a. die Aufstellung von Richtlinien für die Bemessung von Stahlbehältern, von Richtlinien für Stahlverbundträgern im Hochbau und die Neubearbeitung von DIN 4110 — Technische Bestimmungen für die Zulassung neuer Baustoffe und Bauarten — beschlossen. Weiterhin wurde die Zulassung von Betrieben für das Schweißen und Leimen erörtert und ihre laufende Überwachung sowie die Frage der Güteüberwachung der Baustoffe eingehend beraten.

Der Ausschuß bestätigte Min.-Rat Prof. Wedler sowie seine Vertreter Oberreg.- und -baurat Dr. Hasenjäger und Baurat Dr. Mlosch in ihren Ämtern.

Prof. Dr.-Ing. Hensen,

Techn. Hochschule Hannover, ist vom Bundesminister für Verkehr als deutscher Delegierter beim Internationalen Ständigen Verband der Schiffahrtskongresse berufen worden.

DIN 1000*. Stahlbauwerke. Bedingungen für Lieferungen und Leistungen.

Inhalt.

- 1 Geltungsbereich und Berechnungsgrundlagen.
 - 1.1 Geltungsbereich.
 - 1.2 Allgemeines und Berechnungsgrundlagen.
- 2 Werkstoffe.
 - 2.1 Güte der Werkstoffe.
 - 2.2 Prüfung und Abnahme der Werkstoffe.
- 3 Ausführung.
 - 3.1 Grundlagen für die bauliche Durchbildung.
 - 3.2 Zeichnerische und rechnerische Grundlagen.
 - 3.3 Bearbeitung genietet und geschraubter Stahlbauwerke.
 - 3.4 Bearbeitung geschweißter Stahlbauwerke.
 - 3.5 Reinigung und Oberflächenschutz.
 - 3.6 Prüfung während der Herstellung.
 - 3.7 Auflagerung der Stahlbauwerke.
 - 3.8 Gerüste.
 - 3.9 Aufstellung der Stahlbauwerke.
- 4 Prüfung nach Vollendung.
- 5 Nebenleistungen.
- 6 Aufmaß und Abrechnung.

Vorbemerkung.

Als „Normalbedingungen“ sind diese Vorschriften im Jahre 1886 vom Verband Deutscher Architekten- und Ingenieurvereine, dem Verein Deutscher Ingenieure und

*) DIN 1000, Entwurf Juni 1951. Einsprüche bis 30. 4. 1952, möglichst in zweifacher Ausfertigung an den Fachnormenausschuß Bauwesen, Bamberg, Kasernstr. 1.

dem Verein Deutscher Eisenhüttenleute aufgestellt worden. Sie bezogen sich hauptsächlich auf Schweiß-eisen. 1892 wurden Bestimmungen über Flußstahl hinzugefügt. 1910 ist unter Mitwirkung des Deutschen Stahlbauverbandes und des Deutschen Verbandes für Materialprüfungen der Technik besonders der Abschnitt über „Güte der Werkstoffe“ geändert worden. 1919/20 kam, nachdem der zuständige Ausschuß dem Deutschen Normenausschuß angegliedert worden war, eine vollständige Neubearbeitung heraus. Die Vorschriften für Schweiß-eisen fielen dabei weg. In den Jahren 1923 und 1930 wurden neue Ausgaben vom Verband Deutscher Architekten- und Ingenieurvereine, Verein Deutscher Ingenieure, Verein Deutscher Eisenhüttenleute, Deutschen Stahlbauverband, von Reichs- und Landesbehörden sowie der früheren Deutschen Reichsbahn bearbeitet.

Während des Krieges 1939—1945 war bereits eine Neubearbeitung beschlossen worden, weil zahlreiche Vorschriften und Normen des Stahlbaues entstanden waren, welche DIN 1000 berührten, mit dieser Norm aber nicht mehr in Einklang standen. Außerdem gebot die technische Entwicklung, Bestimmungen über Schweißen und Brennschneiden aufzunehmen und das Stanzen der Nietlöcher im allgemeinen zu verbieten.

Die Beschreibung der Werkstoffeigenschaften, Prüfverfahren und Abnahmebedingungen konnten nunmehr durch einen Hinweis auf einschlägige DIN-Normen ersetzt werden.

Die Bestimmungen über Unfallverhütung, Überhöhungen, Anschlüsse von Fahrbahnlängsträgern und Wind-

verbänden vor dem Ausrüsten, Gewährleistung usw. sind nicht mehr aufgenommen worden, weil sie in den jeweils zu beachtenden Vorschriften und Normen enthalten sind.

Dr. Kollmar.

1. Geltungsbereich und Berechnungsgrundlagen.

1.1 Geltungsbereich.

Die folgenden Bedingungen gelten für die Ausführung aller genieteten und geschweißten Stahlbauten und Stahlbauteile, für die ein Festigkeitsnachweis notwendig ist. Für Schmiede- und Kunstschmiedearbeiten siehe Ergänzungen in DIN 1970.

1.2 Allgemeines und Berechnungsgrundlagen.

Bei der Bemessung von Stahlbauwerken und von tragenden Stahlbauteilen sind die jeweils in Betracht kommenden Normen und Vorschriften, auch die zugehörigen Einföhrungserlasse, zu beachten¹:

DIN 1050 Stahl im Hochbau, Berechnungsgrundlagen
Beibl.1 Rohe Sechskantschrauben mit Sechskantmutter, Rohe Scheiben, Withworth-Gewinde

Beibl.2 Sechskantschrauben mit Sechskantmutter, Rohe Scheiben, Metrisches Gewinde

Bl.2 Altstahl im Hochbau, Richtlinien für Aufarbeitung und Verwendung

DIN 1051 Grauguß im Hochbau, Berechnungsgrundlagen

DIN 4100 Geschweißte Stahlhochbauten, Vorschriften
DIN 120 Bl.1 Stahlbauteile von Kranen und Kranbahnen, Berechnungsgrundlagen

DIN 4115 Stahleleichtbau und Stahlrohrbau im Hochbau, Richtlinien für die Zulassung, Ausführung, Bemessung

DIN 4114 Stahlbau, Stabilitätsfälle (Knickung, Kippung, Beulung), Berechnungsgrundlagen, Vorschriften

DIN 1073 Stählerne Straßenbrücken, Berechnungsgrundlagen

DIN 4101 Geschweißte, vollwandige, stählerne Straßenbrücken, Vorschriften

DIN 4111 Bl.1 Stählerne Bohrtürme für Tiefbohrungen, stählerne Fördertürme für Erdölgewinnung, Berechnungsgrundlagen

DIN 4112 Fliegende Bauten, Berechnungsgrundlagen

DIN 4420 Gerüstordnung

DIN 57210 Starkstrom-Freileitungen, Vorschriften für den Bau

DIN 4118 Fördergerüste für den Bergbau, Lastannahmen und Berechnungsgrundlagen

DIN 124 Bl.1 Halbrundniete für den Stahlbau von 10 bis 36 mm Durchmesser

DIN 302 Bl.1 Senkniete von 10 bis 36 mm Durchmesser

DIN 407 Sinnbilder für Niete und Schrauben bei Stahlkonstruktionen.

DIN 823 Zeichnungen; Blattgrößen, Maßstäbe

DIN 824 Zeichnungen; Faltung auf A4 für Ordner

DIN 1034 Bl.1 u.2 Darstellung von Einzelheiten bei Stahlkonstruktionen

Richtlinien für die Berechnung und Ausführung der Stahlbauteile von Abraumförderbrücken

2. Werkstoffe.

2.1 Güte der Werkstoffe.

Die Werkstoffgüten, die für die verschiedenen Verwendungszwecke in Betracht kommen, sind in Abschnitt 1.2 angegeben; ihre Eigenschaften sind in folgenden Normen und Vorschriften festgelegt²:

für St 37.12, Handelsbaustahl und St 00.12 DIN 1612 Flußstahl gewalzt, Formstahl, Stabstahl, Breitflachstahl

¹ Die Deutsche Bundesbahn hat hierfür außerdem noch die Dienstvorschriften 804 — Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken (BE) — und 848 — Vorläufige Vorschriften für geschweißte vollwandige Eisenbahnbrücken.

² Die Deutsche Bundesbahn hat hierfür außerdem auch die Technischen Lieferbedingungen für Baustahl St 52 und Nietstahl St 44 — Drucksache Nr. 918 156 —, für Schweißdrähte — Drucksache Nr. 919 27 —, für Werkstoffe geschweißter Brücken die Dienstvorschrift 848 — Vorläufige Vorschriften für geschweißte vollwandige Eisenbahnbrücken —. Für St 50 me S sind Lieferbedingungen in Vorbereitung.

für Baublech St 37.21 DIN 1620 Flußstahl gewalzt, Stahlblech (Grobblech über 4,75 mm), Allgemeines, DIN 1621 Flußstahl gewalzt, Stahlblech über 4,75 mm (Grobblech), Gütevorschriften

für Baublech St 37.22 DIN 1622 Flußstahl gewalzt, Stahlblech von 3 bis 4,75 mm (Mittelblech) Technische Lieferbedingungen

für Stahlblech unter 3 mm DIN 1623 Flußstahl gewalzt, Stahlblech unter 3 mm (Feinblech) Technische Lieferbedingungen

für Vergütungsstahl C 35 DIN 1667 Vergütungsstähle

für Stahlguß GS 52.1 DIN 1681 Stahlguß

für Grauguß (Gußeisen) St GG-14 DIN 1691 Grauguß, unlegiert und niedrig legiert

für Bandstahl DIN 1016 Bandstahl warm gewalzt

für Kranschiene St 60 DIN 536 Kranschiene

für Schrauben- und Nietstahl St 34.13 DIN 1613 Bl.1 Flußstahl gewalzt, Schraubenstahl zum Warmstauchen

für Niete St 34 u. St 44 DIN 101 Niete aus Stahl, Technische Lieferbedingungen

für Schrauben DIN 267 Schrauben, Muttern und ähnliche Gewinde- und Formteile, Technische Lieferbedingungen

für Schweißdrähte DIN 1913 Schweißdraht für Lichtbogen- und Gasschweißung von Stahl, Technische Lieferbedingungen

Sollen Formstahl, Stabstahl oder Bleche im Bauwerk durch Schweißen verbunden werden, so ist dies und das Schweißverfahren bei der Walzstahlbestellung ausdrücklich zu vermerken.

Als Werkstoff für geschweißte Konstruktionen darf nur St 37, St 50 me S und St 52 entsprechend den Bestimmungen (§ 2 in DIN 4100 und DIN 4101; DIN 1050, Bl. 2) verwendet werden.

2.2 Prüfung und Abnahme der Werkstoffe.

Bei der Ausschreibung ist näher anzugeben, ob und in welchem Umfang die Abnahme gewünscht wird.

Prüfung und Abnahme der Werkstoffe richten sich, soweit nachstehend nichts anderes gesagt ist, nach den aufgeführten und folgenden Normen und Vorschriften³:

DIN 1604 Werkstoffprüfung, Werkstoffprüfmaschinen für statische Prüfungen, Überwachung ihrer Verwendbarkeit für maßgebliche Versuche (Neu-Entwurf DIN 51300 v. 12.50)

DIN 1605 Bl.1 Werkstoffprüfung, Mechanische Prüfung der Metalle, Allgemeines und Abnahme

Bl.2 —, —, Zugversuch bei Zimmertemperatur (Neu-Entwurf DIN 50145 u. 50146 v. 12.49)

Bl.4 —, Kaltversuch.

In der Regel hat das Werkstofflieferwerk die Werkstoffe zu prüfen und zur Weiterverarbeitung freizugeben. Geprüft wird, auch auf den Werken von Unterlieferern, auf Kosten des Auftraggebers, jedoch hat der Auftragnehmer die fertig bearbeiteten Probestücke unentgeltlich zu liefern und die zu den Versuchen notwendigen Werkzeuge, Maschinen und Arbeitskräfte unentgeltlich zu stellen. Wenn der Auftragnehmer oder das Werkstofflieferwerk die nötigen Einrichtungen nicht stellt, so kann der Auftraggeber die Prüfung auf Kosten des Auftragnehmers anderweit ausführen lassen. Die bedingungsgemäßen Teile werden vom Abnahmebeauftragten mit dem Prüfstempel versehen und gelten dadurch als freigegeben und zur Verwendung geeignet.

Die Stempelzeichen sind stets so zu setzen, daß sie, in der Walzrichtung gesehen, aufrecht stehen.

Um den Prüfstempel leicht auffinden zu können, ist er mit einem weißen Ölfarbenring augenfällig zu kennzeichnen. Der Abnahmebeauftragte kann von der Abstempelung kleiner oder solcher Teile absehen, bei denen jede Verwechslung ausgeschlossen ist. Nicht vertragsmäßige Teile sind so zu bezeichnen, daß sie als abgelehnt zu erkennen sind, ohne für andere Zwecke unbrauchbar zu werden.

³ Die Deutsche Bundesbahn hat hierfür außerdem auch die Technischen Lieferbedingungen für Formstahl, Stabstahl, Breitflachstahl, Schraubenstahl, Nietstahl und dgl. — Drucksache Nr. 918 02 — mit dem Aufschweißbiegeversuch.

3. Ausführung.

3.1 Grundlagen für die bauliche Durchbildung.

Bei der baulichen Durchbildung von Stahlbauwerken sind die entsprechenden Normen und Vorschriften des Abschn. 1.2, die zugehörigen Einföhrungserlasse und folgende Bestimmungen zu beachten⁴:

DIN 120 Bl.2 Stahlbauteile von Kranen und Kranbahnen, Grundsätze für die bauliche Durchbildung

DIN 1079 Stählerne Straßenbrücken, Grundsätze für die bauliche Durchbildung

3.2 Zeichnerische und rechnerische Grundlagen.

3.201 Bei der Zuschlagerteilung darf der Auftragnehmer voraussetzen, daß alle zuständigen Stellen mit der Ausführung des Bauwerks einverstanden sind. Der Auftragnehmer erhält bei der Zuschlagerteilung die dem Vertrag zugrunde zu legenden Zeichnungen. Liefert der Auftraggeber nach Vereinbarung auch Festigkeits- und Gewichtsrechnungen, so hängt die Lieferzeit vom rechtzeitigen Eingang dieser Unterlagen ab.

3.202 Sind die unter Abschn. 3.201 genannten Zeichnungen, abgesehen von Übersichtsdarstellungen, als Werkzeichnungen im Maßstabe von mindestens 1:20 für ganze Tragwerke und im allgemeinen 1:10 bis 1:1 für einzelne Teile ausgeführt, so können keine weiteren Einzelzeichnungen durch den Auftraggeber verlangt werden.

3.203 Der Auftragnehmer ist verpflichtet, die Vertragszeichnungen zu prüfen, Fehler anzuzeigen und Unklarheiten nach Verständigung mit dem Auftraggeber zu beseitigen. Er haftet allein für alle Mängel, die infolge Unklarheit oder Unvollkommenheit der Zeichnungen entstehen.

Erhält der Auftragnehmer zeichnerische Unterlagen vom Auftraggeber, so ist er für Fehler nur so weit verantwortlich, wie sie aus den Zeichnungen erkennbar sind.

Wird eine von zuständiger Seite geprüfte Festigkeitsberechnung vom Auftraggeber geliefert, so ist der Auftragnehmer dafür nicht verantwortlich.

Für Maße, die sich allein aus der Örtlichkeit ergeben, z. B. Stützweite, haftet der Auftraggeber.

3.204 Stellt der Auftraggeber dem Auftragnehmer werkstattfertige Zeichnungen und Stücklisten zur Verfügung, muß dem Auftragnehmer eine angemessene Frist zur Überprüfung der Unterlagen eingeräumt werden. Verlangt der Auftraggeber, daß nach den von ihm aufgestellten Zeichnungen und Stücklisten die Stoffe sofort bestellt werden, so haftet er allein für die daraus entstehenden Folgen.

3.205 Der Auftragnehmer ist, wenn er nach der Ausschreibung Festigkeitsberechnungen zu liefern hat, dafür verantwortlich, daß sie richtig sind. Er hat sie, wenn keine andere Zahl vertraglich vorgesehen ist, in zwei Ausfertigungen einzureichen.

Die Festigkeitsberechnungen sind auch vom Statiker mit vollem Namen zu unterschreiben.

3.206 Sind die für die Verdingung vom Auftraggeber gefertigten Zeichnungen nur allgemein gehalten oder unvollständig, so ist der Auftragnehmer verpflichtet, nach ihnen die für die Ausführung notwendigen Werkzeichnungen anzufertigen. Zwei unterschriebene Ausfertigungen davon — wenn vertraglich keine andere Zahl festgesetzt ist — sind dem Auftraggeber so zeitig zur Genehmigung einzureichen, daß die Arbeit nicht aufgehalten wird. Eine Ausfertigung mit Genehmigungsvermerk, die der Ausführung und der Abnahme zugrunde gelegt wird, erhält der Auftragnehmer, falls nicht vertraglich eine andere Frist festgesetzt ist, spätestens drei Wochen nach der Einsendung zurück. Hält der Auftraggeber den festgesetzten Zeitraum nicht inne, so soll dem Auftragnehmer auf schriftlichen Antrag, der innerhalb von sieben Tagen zu stellen ist, die Frist für die Fertigstellung des Stahlbaues angemessen verlängert und dabei der Eintritt un-

günstiger Jahreszeit oder anderer Hemmungen berücksichtigt werden.

3.207 Aus den Werkzeichnungen müssen alle wesentlichen Maße, Abmessungen der Knotenbleche, Länge der einzelnen Stäbe, Benennung der Stab- und Formstähle, Niet- und Schraubendurchmesser, die Nietabstände und Wurzelmaße sowie Form und Dicke der Schweißnähte und Baustellenstöße hervorgehen.

3.208 Hält der Auftragnehmer Änderungen gegenüber den genehmigten Werkzeichnungen für wünschenswert, so hat er sie rechtzeitig schriftlich zu beantragen. An Stelle etwa schwierig zu beschaffender vorgesehener Stahlprofile können im Einvernehmen mit dem Auftraggeber andere passende von ausreichender Tragfähigkeit verwendet werden.

3.209 Werden Änderungen vom Auftraggeber nach Abschluß des Vertrages angeordnet, so sind die etwa dafür zu bewilligende Entschädigung und Fristverlängerung — möglichst vorher — schriftlich zu vereinbaren.

3.210 Wenn der Auftragnehmer Werkstoff beschafft oder Arbeiten ausführen läßt, bevor er die genehmigten Werkzeichnungen zurückerhalten hat, so tut er es auf seine Gefahr.

3.211 Die alleinige Haftung des Auftragnehmers für die Richtigkeit der von ihm selbst aufgestellten Festigkeitsberechnungen und der Werkzeichnungen bleibt auch nach der vom Auftraggeber veranlaßten Prüfung bestehen.

3.212 Mit der Herstellung geschweißter Konstruktionen darf erst begonnen werden, wenn alle technischen Unterlagen vorliegen und geprüft sind; hierzu gehören:

1. Festigkeitsberechnungen,
2. Werkzeichnungen, die alle wichtigen Angaben, wie Werkstoffgüte, Schweißnahtform und -dicke, Bearbeitungsart und dgl., enthalten,
3. Schweißplan, soweit notwendig oder vom Auftraggeber verlangt,
4. Röntgenplan, soweit notwendig oder vom Auftraggeber verlangt.

3.3 Bearbeitung genietet und geschraubter Stahlbauwerke.

Die Stahlbauteile müssen genau mit den Zeichnungen übereinstimmen und folgende Bedingungen erfüllen:

3.301 Stahlbauteile sind entsprechend den in den Zeichnungen angegebenen Abmessungen fachgemäß anzufertigen.

3.302 Der Werkstoff muß entweder in kaltem oder rotwarmem Zustande bearbeitet werden. Werkstoff in einem mittleren Wärmezustand (sogenannte Blauwärme) zu bearbeiten oder zu beanspruchen, ist verboten.

3.303 Der Grat an Schnittkanten und Löchern ist zu beseitigen. Erhabene Walzzeichen innerhalb der Berührungsflächen sind wegzuarbeiten.

3.304 Die durch Nieten oder Verschrauben zu vereinigenden Bauteile sind genau auszurichten, so daß die Fugen dicht schließen.

3.305 Die Biegungen und Kröpfungen der Platten und Stäbe sind glatt und ohne Verdrehung herzustellen, ohne daß Risse oder Brüche entstehen. Hinter den Kröpfungen und Biegungen müssen die Teile so anliegen, daß sie nicht erst beim Zusammenbau herangezogen zu werden brauchen.

3.306 Werden Stahlbauteile mit der Schere geschnitten, so ist bei tragenden Bauteilen der Stoff neben dem Schnitt, soweit er augenscheinlich verletzt ist, durch Hobeln, Fräsen, Schleifen oder Feilen zu beseitigen.

3.307 Die durch Brennschneiden entstandenen Schneidflächen müssen eben sein und scharfe Kanten haben. Sie sollen frei von Kerben sein und möglichst die gleiche Oberflächengüte aufweisen wie Flächen, die mit spanabhebenden Werkzeugen hergestellt sind.

3.308 Die bei Brennschnitten an den unteren Schnittkanten anhaftende Schlacke ist durch leichtes Abklopfen, Abfeilen oder Abschmiegeln zu beseitigen. Grobschnittige Feilen oder grobkörige Schmirgelscheiben, die Riefen erzeugen, dürfen nicht verwendet werden, weil die Riefen die Dauerfestigkeit des Werkstückes herabsetzen.

⁴ Die Deutsche Bundesbahn hat hierfür außerdem auch die Dienstvorschrift 805 — Grundsätze für die bauliche Durchbildung stählerner Eisenbahnbrücken (GB) —.

Wenn niedriglegierte Stähle mit höherer Festigkeit als der von St 37, z. B. St 50 me S und St 52, durch Brennschneiden geschnitten werden, so sind bei Werkstoffdicken über 30 mm an den entstandenen Schneidflächen Werkstoffstreifen von mindestens 3 bis 8 mm mechanisch, z. B. durch Hobeln, zu entfernen, und zwar

- bei Werkstoffdicken von 30 bis 49 mm mindestens 3 mm,
- bei Werkstoffdicken von 50 bis 79 mm mindestens 5 mm,
- bei Werkstoffdicken von 80 u. mehr mm mindest. 8 mm.

Das Abarbeiten der Werkstoffstreifen kann wegfallen, wenn der Werkstoff an der Schneidfläche in einem geeigneten Ofen normalgeglüht wird. Brennschnitte, die zur Herstellung von Schweißflächen dienen, brauchen nicht mit spanabhebenden Werkzeugen nachbearbeitet zu werden. Sie müssen jedoch den Anforderungen des Abschn. 3.307 entsprechen.

Vor dem Schneiden von Stahl mit einem Kohlenstoffgehalt von über 0,3% oder von hochlegiertem Stahl sind vom Hersteller Angaben über die Notwendigkeit und Art einer zweckmäßigen Wärmebehandlung des Stahls vor oder nach dem Brennschneiden einzuholen.

3.309 Kleine Fehlstellen, wie Furchen und andere Unebenheiten, die durch Arbeitsfehler beim Brennschneiden entstanden sind, können durch Überschleifen beseitigt werden. Zuschweißen ist im Brückenbau verboten. Wenn beim Schneiden Fehler im Werkstoff, z. B. Schlackeneinschlüsse, Blasen, Doppelungen gefunden werden, ist der Auftraggeber sofort zu verständigen. Das Beseitigen der Fehlstellen darf nur im Einverständnis mit dem Auftraggeber geschehen.

3.310 Einspringende Ecken sind mit möglichst großem Halbmesser auszurunden und abzubohren, so daß ein Einreißen mit Sicherheit vermieden wird.

3.311 Stegbleche von Blechträgern müssen, wenn sie nicht von einer Gurtplatte gedeckt werden, oben mit den Gurtwinkeln bündig abschließen. Sonst können die Stegbleche bei Vorhandensein von Gurt- oder Deckplatten bis zu 3 mm zurückstehen.

3.312 Alle Schrauben- und Nietlöcher in tragenden Stahlbauteilen sind zu bohren.

3.313 Zusammengehörige Nietlöcher müssen gut aufeinander passen. Kleine Verschiebungen sind durch Aufreiben auszugleichen. Rundfeilen dürfen nicht verwendet und die Löcher nicht aufgedorrt werden. In den aufgeriebenen Löchern dürfen keine Versetzungen vorhanden sein. Der an den Löchern entstandene Grat muß vor dem Zusammenlegen und Nieten der Stücke entfernt werden.

3.314 Niete sind in hellrotwarmem Zustand nach Befreiung von etwa anhaftendem Glühspan unter sachgemäßem Gegenhalten einzuschlagen. Sie müssen die Löcher nach der Stauchung gut ausfüllen. Verbrannte Niete dürfen nicht geschlagen werden. Die Nietköpfe müssen mittig zur Schaftachse sitzen und gut anliegen. Der Schließkopf ist gut auszuschlagen; dabei dürfen keine schädlichen Eindrückungen entstehen. Der etwa entstandene Bart ist zu entfernen. Die Nietköpfe dürfen keinerlei Risse zeigen. Werden Nietpressen verwendet, darf der Druck erst nach eingetretener Schwarzwärme abgestellt werden.

3.315 Verstemmen der Fugen und Niete vor Prüfung und Abnahme ist nur bei Teilen gestattet, die für Flüssigkeiten oder Gase dicht sein sollen.

3.316 Nach dem Vernieten ist zu untersuchen, ob die Niete vollkommen festsitzen; unvorschriftsmäßige Niete sind zu ersetzen. Die Köpfe sind sofort mit einem Leinölfirnishauch zu versehen.

3.317 Werden zur Verbindung tragender Stahlbauteile Schrauben verwendet, so müssen sie DIN 1050 Beibl. 2 „Rohe Sechskantschrauben mit Sechskantmutter, Rohe Scheiben, Metrisches Gewinde“ entsprechen. Die Gewinde dürfen nicht oder nur ganz wenig in die verbindenden Teile eingreifen. Bei schiefen Anlageflächen sind die Köpfe, wenn sie nicht genau angepaßt werden, ebenso wie die Muttern mit entsprechend keilförmigen Unterlegplatten zu versehen.

3.318 Zur fachgerechten Werkstattfertigung gehört ein zwängungsfreier Zusammenbau. Unsachgemäße Gewaltanwendungen müssen vermieden werden.

3.319 Die Bauteile sind in der Werkstatt möglichst fertig zu vernieten. Das Nieten auf der Baustelle soll auf unvermeidbare Ausnahmen beschränkt bleiben.

3.320 Bei gegossenen Lagern müssen Flächen, in denen sich Lagerteile berühren, gehobelt, abgedreht oder gefräst werden.

3.321 Lagerwalzen und Stelzen müssen sorgfältig und genau abgedreht werden. Bei statisch unbestimmter Druckverteilung auf mehr als zwei Lagerwalzen oder Stelzen desselben Lagers darf der Unterschied in den Durchmesser betragen

bei Durchmessern

von 120 mm und weniger	± 0,175 mm,
über 120 mm bis 180 mm	± 0,200 mm,
über 180 mm bis 250 mm	± 0,230 mm,
über 250 mm bis 315 mm	± 0,260 mm,
über 315 mm bis 400 mm	± 0,285 mm.

3.4 Bearbeitung geschweißter Stahlbauwerke.

Vorbemerkung:

Die folgenden Bedingungen beziehen sich, soweit sie die Ausführung betreffen, auf das elektrische Schweißen von Hand und stellen die z. Z. gültigen Regeln dar⁵.

Beim Einsatz automatischer oder halbautomatischer Verfahren, z. B. Ellira-, Elin-Hafergut-, M-H-Verfahren, von Elektrodenautomaten und Stumpfschweißmaschinen, sind die den einzelnen Verfahren eigenen Bedingungen zu beachten.

3.401 Zusammenzuschweißende Teile müssen so gelagert und gehalten sein, daß sie dem Schrumpfen folgen können und nach dem Schweißen die planmäßige Form haben.

3.402 Schmutz, Rost, Zunder und Farbe sowie Schlacke von Schneidbrennern müssen vor dem Schweißen sorgfältig entfernt werden.

3.403 Schweißdrähte und Bauteile müssen beim Schweißen vollkommen trocken sein. Bei Schweißarbeiten im Freien sind geeignete Vorkehrungen zum Schutze der Schweißer und der Schweißstellen zu treffen, um einwandfrei schweißen zu können, z. B. Schutz gegen Wind, Regen, Schnee und besonders — wegen mangelnder Bewegungsfreiheit der Schweißer — gegen Kälte. Bei Lufttemperatur kälter als -4° C ist das Schweißen im Freien einzustellen. Nur in besonders dringlichen Fällen kann hiervon mit Einverständnis des Auftraggebers und bei entsprechenden Schutzmaßnahmen abgesehen werden.

3.404 Durch Schweißen zu verbindende Bauteile sind sorgfältig (Baustellenschweißungen schon in der Werkstatt) dafür vorzubereiten. Kehlnähte sollen spaltenlosen Sitz, Stumpfnähte den notwendigen Zwischenraum haben. Der Einbrand muß die Nahtwurzel sicher erfassen. Bei Stirnkehlnähten ist es besonders wichtig, daß die vorgeschriebene Form ohne Kerben innegehalten wird.

3.405 Quernähte sind auf Zuggliedern möglichst zu vermeiden. Bei dynamisch beanspruchten Bauteilen dürfen Aussteifungen von Trägeranschlüssen und Stegblechaussteifungen oder die zwischen Aussteifung und Gurtung eingepaßten Plättchen nicht an die Gurtung geschweißt werden.

3.406 Während des Schweißens und beim Erkalten der Schweißnaht-Blauwärmezone — dürfen die zu schweißenden Teile nicht erschüttert oder in Schwingungen versetzt werden.

3.407 Beim Schweißen in mehreren Lagen ist die Oberfläche der vorhergehenden Lage vor Aufbringen der nächsten von Verunreinigungen, besonders Schlacke, sorgfältig zu reinigen.

3.408 Die Schweiße soll möglichst porenarm und frei von Bindefehlern und Schlackeneinschlüssen sein.

3.409 Schweißungen dürfen nicht durch besondere Maßnahmen rasch abgekühlt werden. Für eine möglichst langsame und gleichmäßige Wärmeableitung aus Naht und Bauteil ist zu sorgen. Bei dickeren Teilen, bei denen die Gefahr einer zu schnellen Wärmeableitung vorliegt, ist die Verwendung möglichst großer Elektrodendurchmesser, die noch eine einwandfreie Wurzel erfassung ge-

⁵ DIN 4100, DIN 4101 und DV 848 der Deutschen Bundesbahn.

währleisten, notwendig. Sonst können auch Vorwärmen oder andere Vorkehrungen angezeigt sein, um zu schnelle Wärmeableitung beim Schweißen von dicken Querschnitten zu verhindern.

3.410 Eine Wärmebehandlung (Spannungsfreiglühen) nach der Schweißung wird in besonderen Fällen empfohlen, da hierdurch die inneren Spannungen abgebaut und die beim Schweißen auftretenden Aufhärtungserscheinungen in der Naht und in der Übergangszone gemildert werden. In solchen Ausnahmefällen ist der Umfang der Wärmebehandlung zwischen Auftragnehmer und -geber besonders festzulegen.

3.411 Bei wechsel- und stoßbeanspruchten Verbindungen ist auf eine glatte Raupenoberfläche und einen allmählichen, kerbfreien Übergang der Schweißnähte zur Blechoberfläche zu achten. Sind in den Zeichnungen besondere Maßnahmen angeordnet, wie Abfräsen und Schmirgeln oder Durchleuchten der Naht, so ist auf ihre Durchführung zu achten.

3.412 Die Wurzel von Stumpfnähten ist vor dem Verschweißen mit geeignetem Werkzeug besonders gründlich von Schlacken usw. so zu reinigen, daß eine metallisch reine Oberfläche entsteht.

3.413 Tragende Teile dürfen nicht durch Schweißtropfen beschädigt, auch darf der Lichtbogen nur an solchen Stellen gezündet werden, an denen Schweißraupen ohnehin zu legen sind. Sollten trotzdem solche Beschädigungen an tragenden Teilen dynamisch beanspruchter Bauteile vorkommen, die Kerbwirkungen verursachen, so sind diese Stellen mit allmählichen Übergängen abzuschleifen. Hierbei kann ein Schwächung bis zu 5 % der Blechdicke zugelassen werden. Ist die Schwächung größer, so ist mit den für die Standsicherheit Verantwortlichen (Bauherrn oder seinem Beauftragten) über die Maßnahmen, die zu ergreifen sind, zu verhandeln.

3.414 Die Schweißer sollen möglichst in bequemer Stellung arbeiten. Überkopf- und auch Senkrechtnähte sind soweit wie irgend möglich dadurch zu vermeiden, daß durch Drehen des Schweißstückes mit besonderen Vorrichtungen in waagerechter Lage geschweißt werden kann. Beim Drehen der Teile ist darauf zu achten, daß die Schweißnähte nur gering auf Biegung beansprucht werden, damit Schweißraupen der ersten Lage und Heftstellen nicht reißen.

3.415 Form und Vorbereitung der Blechkanten ist auf das Schweißverfahren abzustimmen. Werden die Bleche geschnitten oder abgeschrägt, so sollen die Schnittflächen eben sein und scharfe Kanten haben. Werden diese Anforderungen erfüllt, so brauchen die Schnittflächen nicht mit spanabhebenden Werkzeugen nachbearbeitet zu werden.

3.416 Hinweise in den Zeichnungen über Art der Ausführung und Bearbeitung der Schweißnähte sowie ihre Prüfung, z. B. „Röntgen alsbald nach der Fertigstellung“, sind zu beachten. Die vorgeschriebene Form und die Maße der Schweißnähte sind möglichst genau einzuhalten.

3.417 Mindestdicke für Kehlnähte ist $a = 3 \text{ mm}$. Die Nahtdicke bei Kehlnähten darf im allgemeinen $a = 0,7 t_1$ nicht übersteigen, wobei t_1 die Dicke des dünnsten Bleches, Profielflansches oder -schenkel am Anschluß ist. (Hiervon darf nur abgewichen werden, wenn der volle Anschluß anders nicht erreicht werden kann.)

3.418 Unterbrochene und Schlitznähte sowie unarbeitete Stirnkehlnähte sind an tragenden Teilen von Brücken und anderen dynamisch beanspruchten Bauwerken zu vermeiden.

An Bauwerken mit ruhender Belastung im Freien oder bei besonderer Korrosionsgefahr sollen unterbrochene Nähte nicht ausgeführt werden. Auch Schlitznähte sind nur in Ausnahmefällen zu verwenden.

3.419 Die Enden von zusätzlichen Gurtplatten sowie die Gurtstöße sollen rechtwinklig sein. Zur besseren Elektrodenführung ist es zweckmäßig, an den Enden der zusätzlichen Gurtplatten die scharfen Ecken durch geringe Abrundungen oder Schrägschnitte zu beseitigen.

3.420 Wechselt bei Gurtplatten und Stegen die Dicke, so muß ein allmählicher Übergang geschaffen werden.

3.421 Gedrückte zusätzliche Gurtplatten, die nicht durch Nähte unmittelbar mit dem Steg durchlaufend verbunden sind oder anderweitig gehalten werden, dürfen nicht breiter als ihre 50fache Dicke sein.

3.422 Bei längs durchlaufenden Stumpf- und Kehlnähten ist eine Schweißraupenbearbeitung im allgemeinen nicht notwendig.

3.423 Schweißstellen, die den Anforderungen nicht entsprechen, sind sachgemäß zu entfernen und durch fehlerfreie zu ersetzen. Ist Röntgenprüfung für die in Frage kommenden Schweißverbindungen vorgeschrieben, so sind die ausgebesserten Stellen erneut zu durchleuchten.

3.424 Schweißnähte dürfen vor der Abnahme keinen oder nur einen durchsichtigen Anstrich erhalten.

3.5 Reinigung und Oberflächenschutz
Für Stahlleichtbau und Stahlrohrbau im Hochbau ist DIN 4115, Abschn. 4.1 zu beachten.

3.51 Stahlbauteile sind vor dem Zusammenbau trocken von allen Unreinheiten zu befreien.

3.52 Berührungsflächen sind bei Handelsbaustahl und St 37 mit einem Eisenoxydrot-Zwischenanstrich zu versehen.

Bei dynamisch beanspruchten Fachwerken aus St 52 und St 50 meS dürfen bei allen zu nietenden Anschlüssen — außer denen der Verbände — die Berührungsflächen keinen Anstrich erhalten.

3.53 Wenn die Konstruktion mit einem bewährten Grundanstrich geliefert werden soll, muß dieser auf trockenem Grund dünn und deckend aufgetragen werden.

Nach beendeter Aufstellung sind alle von der Farbe entblößten Teile nachzustreichen, sofern die Aufstellung vom Auftragnehmer durchgeführt wird.

Weitere Anstriche sind, wenn nicht besonders vereinbart, nicht Sache des Auftragnehmers.

3.54 Flächen der Stahlbauteile, die sich im Bau mit Mörtel, Beton oder Mauerwerk berühren, dürfen keinen Farbanstrich erhalten.

3.55 Schweißnähte sind vor dem Anstrich abzubürsten, leicht anhaftende Schweißperlen sind hierbei zu entfernen.

3.6 Prüfung während der Herstellung.

3.61 Dem Auftraggeber steht das Recht zu, sich durch fortwährende oder gelegentliche sachverständige Prüfung davon zu überzeugen, daß die Arbeit vertragsgemäß durchgeführt wird. Der Auftragnehmer hat dafür zu sorgen, daß die Abnahmebeauftragten hierbei stets und überall Zutritt zu den betreffenden Werkanlagen erhalten. Er hat das Recht, sich bei allen Prüfungen und Abnahmen selbst zu beteiligen oder vertreten zu lassen.

3.62 Auch wenn der Auftraggeber Prüfungen vornimmt, bleibt es Sache des Auftragnehmers, während der Herstellung dauernd selbst feststellen zu lassen, ob die gelieferten Bauteile mit den zur Ausführung genehmigten Werkzeichnungen übereinstimmen.

3.63 Prüfung und Abnahme der maschinenfertigen und der zusammengesetzten Bauteile, sowohl auf den Werken des Auftragnehmers als auch auf denen von Unterlieferern, geschieht auf Kosten des Auftraggebers. Die notwendigen Werkzeuge und Arbeitskräfte hat der Auftragnehmer unentgeltlich zur Verfügung zu stellen.

3.64 Wenn bei der Prüfung der fertigen Bauteile in der Werkstatt oder auf der Baustelle Mängel in der Ausführung einzelner Stücke wahrgenommen werden, so ist der Auftragnehmer verpflichtet, die notwendigen Nacharbeiten ungesäumt vorzunehmen, gegebenenfalls die mangelhaften Stücke auf eigene Kosten durch vorschriftsmäßige zu ersetzen.

Dem Auftragnehmer muß Gelegenheit gegeben werden, sich von den Mängeln zu überzeugen und diese in einer angemessenen Frist zu beheben; sonst kann der Auftraggeber die Mängel auf Kosten des Auftragnehmers beseitigen lassen.

3.65 Die Prüfung auf den Werkstofflieferwerken (vgl. Abschn. 2.2) ist entscheidend für die Güte des Werkstoffes. In den Stahlbauwerkstätten und bei der Aufstellung können nur Teile verworfen werden, bei denen Fehler neu entdeckt werden.

3.7 Auflagerung der Stahlbauwerke.

3.71 Auflagersteine oder Grundmauerkörper für den Stahlbau werden dem Auftragnehmer in richtiger Lage zu einem vertraglich festgesetzten Zeitpunkt überwiesen, die Mittellinien des Bauwerks und die Pfeiler- oder Säulennachsen durch deutliche Merkmale angegeben.

3.72 Für die richtige Lage der Mauerkörper und Auflager haftet der Auftraggeber. Doch hat sich der Auftragnehmer vor Beginn der Aufstellung durch eigenes Messen von der Übereinstimmung mit den Zeichnungen zu überzeugen, bei Abweichungen zu berichten und den Bescheid abzuwarten.

Bei diesen Messungen unterstützen ihn auf Antrag die bauführenden Beauftragten des Auftraggebers unentgeltlich.

3.73 Wird der zur Aufnahme des Stahlbaues bestimmte Unterbau später als im Vertrag vorgesehen zur Verfügung gestellt, so ist dem Auftragnehmer auf schriftlichen Antrag die Fertigstellungsfrist entsprechend zu verlängern und der nachweisbare Schaden zu vergüten. Dabei werden etwa veränderte Verhältnisse (durch Witterung, Länge des Arbeitstages usw.) berücksichtigt.

3.74 Bewegliche Auflagerteile (Lagerwalzen, Stelzen usw.) müssen bei voller ständiger Last des Überbaues so liegen, daß bei einer Lufttemperatur von $+10^{\circ}\text{C}$ und bei etwa halber Verkehrslast die Mittelstellung vorhanden ist.

3.75 Zwischen Lagerkörper und Auflagerstein ist eine Zwischenlage von Zementmörtel oder Hartblei einzuschalten.

3.76 Die zur Herrichtung der Auflager notwendigen Maurer- und Steinmetzarbeiten läßt der Auftraggeber auf seine Kosten ausführen. Hierzu gehören auch Untergrößen oder Unterstopfen der Auflager sowie das Vergießen der Stützen und der Stützenverankerungen, wozu der Auftraggeber durch einen Beauftragten des Stahlbauunternehmers schriftlich aufgefordert wird. Hiermit darf erst begonnen werden, wenn das Bauwerk ausgerichtet und darüber eine gemeinsame Niederschrift angefertigt ist. Ohne besondere Vergütung hat der Stahlbauunternehmer die Auflagerkörper mit Blei zu unterlegen, wenn dies vertraglich vorgesehen ist.

3.8 Gerüste.

3.81 Unter Gerüsten sind in den nachstehenden Vorschriften alle Hilfsbauten verstanden, die die zusammenzubauenden Teile eines Stahlbauwerks vorübergehend unterstützen oder zugänglich machen sollen. Ferner gehören dazu die zur Bauausführung erforderlichen Hilfskonstruktionen, besonders auch alle Arten von Hilfsbrücken und Stegen, Arbeitsbühnen und dgl.

3.82 Bei der Bemessung und Ausbildung der Gerüste ist DIN 4420 — Gerüstordnung — zu beachten.

Die Art, wie die Stahlbauwerke aufzustellen und Rüstungen auszubilden sind, bleibt, soweit sie nicht bei der Ausschreibung besonders vorgeschrieben ist, im allgemeinen dem Auftragnehmer überlassen. Er ist auch für die Güte des Baustoffs, für die Festigkeit der Verbindungen und für ausreichende Sicherheitsmaßnahmen beim Aufbau, bei der Benutzung und beim Abtragen der Gerüste allein verantwortlich.

3.83 Der Auftragnehmer hat jedoch dem Auftraggeber seine Absichten bezüglich der Gerüstbauten, wenn geboten mit den notwendigen Zeichnungen, rechtzeitig mitzuteilen und dessen Einwände zu berücksichtigen, soweit dadurch die Sicherheit der Aufstellungsarbeiten nicht gefährdet wird. Bedenken gegen die Einwände hat der Auftragnehmer dem Auftraggeber schriftlich bekanntzugeben.

3.84 Der Auftraggeber übernimmt durch seine Zustimmung keine Verantwortung für die Haltbarkeit der Gerüste.

3.85 Müssen Gerüste auf öffentlichen Verkehrsstraßen oder in öffentlichen Wasserläufen hergestellt werden, so ist durch Vermittlung des Auftraggebers die Genehmigung der zuständigen Behörden einzuholen. Der Auftragnehmer ist verpflichtet, alle Feststellungen im Benehmen mit den zuständigen Behörden und Anstalten rechtzeitig vorzunehmen und bei Aufstellung der Entwürfe die besonderen Verhältnisse zu beachten. Auf diese hat ihn

der Auftraggeber bereits bei der Ausschreibung aufmerksam zu machen und ihn auch, soweit möglich, über die Zufahrtswege zur Baustelle und ihre Verbindung mit der Eisenbahn, über Lagerplätze, Bodenbeschaffenheit (mit Rücksicht auf Rammarbeit), Wasserverhältnisse, Wasserstände und Eisgang aufzuklären.

3.86 Bei Rammarbeiten sind die Vorschriften nach DIN 1054 zu beachten.

3.87 Vom Beginn des Gerüstbaues ist der Auftraggeber rechtzeitig zu benachrichtigen.

3.9 Aufstellung der Stahlbauwerke.

Allgemein.

3.901 Bei der Aufstellung von Stahlbauwerken ist große Sorgfalt darauf zu verwenden, daß die planmäßige Form hergestellt wird. Die richtige Lage des Bauwerks ist durch Messung zu prüfen. Das Ergebnis der Prüfung ist in der gemeinsamen Abnahmeniederschrift festzuhalten. Der Auftragnehmer haftet nicht für Änderungen in der Lage des Bauwerks, die nach der Abnahme festgestellt werden und die ihm nicht zur Last gelegt werden können.

3.902 Bei schwierigen Aufstellungsarbeiten ist für die einzelnen Montagezustände nachzuweisen, daß die Stahlbauteile nicht höher als bis zur halben Bruchspannung beansprucht werden. Wenn nötig, sind Gegenmaßnahmen zu treffen.

Beim Ausrüsten ist dafür zu sorgen, daß sich die einzelnen Teile des Bauwerks gleichmäßig senken und nicht überlastet werden. Der Zeitpunkt des Ausrüstens ist dem Auftraggeber rechtzeitig zu melden.

3.903 Beim Ein- und Ausladen, Lagern und Hochziehen der Stahlbauteile ist vorsichtig zu verfahren, damit sie nicht verbault und verbogen werden. Insbesondere sind die Bauteile dort, wo Ketten befestigt werden, entsprechend zu schützen.

3.904 Mit dem Vernieten der Stahlbauteile ist erst dann zu beginnen, wenn diese vollkommen zusammengefügt, durch Dorne und Schrauben verbunden und ausgerichtet sind. Davon darf nur abgewichen werden, wenn besondere Maßnahmen die Herstellung der planmäßigen Form sichern.

Geschweißte Bauwerke.

3.905 Baustellenschweißungen sind auf das unbedingt Notwendige zu beschränken.

3.906 Müssen Baustellenschweißungen ausgeführt werden, so sind die Bauwerksteile vorher nicht zu starr festzulegen, damit sie dem Schrumpfen folgen können. Zu große Reibungswiderstände können durch Seilzüge überwunden werden.

3.907 Montage- und Zusammenbaulöcher sind in den Zeichnungen anzugeben. Die Löcher sind so anzuordnen, daß hochbeanspruchte Querschnittsteile nicht geschwächt werden.

3.908 Bei der Ausführung von Baustellenstößen bei geschweißten Trägern ist die Schweißfolge vor Beginn der Arbeiten festzulegen. Die in der Werkstatt hergestellten Halsnähte zur Verbindung von Gurt- und Stegblech sollen im allgemeinen bei geschweißten Baustellenstößen eine gewisse Strecke vor dem Baustellenstoß enden.

3.909 Größere geschweißte Bauwerke werden zweckmäßig von der Mitte aus zusammengebaut, damit die einzelnen Teile dem Schrumpfen folgen können und somit die Zwängungsspannungen möglichst gering werden.

3.910 An genieteten Bauwerken darf nur dann geschweißt werden, wenn sich Niet- und Schweißverbindungen nicht gegenseitig beeinflussen. Genietete Bauwerksteile dürfen durch Quernähte nicht in ihrer Dauerfestigkeit herabgesetzt werden.

3.911 An tragenden Teilen dürfen nicht, um die Aufstellung zu erleichtern, Teile angeschweißt werden, die nicht in den genehmigten Zeichnungen vorgesehen sind, auch wenn sie nur vorübergehend benutzt und später wieder beseitigt werden sollen. Wo nötig, sind kleine Löcher (möglichst in den Teilen, die nicht hoch beansprucht sind) zu bohren. Die Löcher sind später durch Nieten — nicht durch Zuschweißen — zu schließen.

3.912 Näheres über das Bearbeiten geschweißter Stahlbauwerke enthält Abschn. 3.4.

4. Prüfung nach Vollendung.

4.1 Der Auftraggeber nimmt eine Abnahmeprüfung in Anwesenheit des Auftragnehmers vor und untersucht, ob alle Teile dem Verträge entsprechend ausgeführt sind.

4.2 Über den Befund stellt der Auftraggeber dem Auftragnehmer eine schriftliche Bescheinigung aus. Auf Verlangen eines der beiden Vertragschließenden wird eine Verhandlung aufgenommen und von beiden unterschrieben.

4.3 Die Schweißnähte müssen zur Prüfung gut zugänglich sein. Sind keine anderen Vereinbarungen getroffen, wird ihre Untersuchung durch Besichtigung — Oberflächenuntersuchung — und nach den festgelegten Röntgenaufnahmen vorgenommen.

4.4 Die festgestellten Mängel sind in einer angemessenen Frist vom Auftragnehmer zu beseitigen.

4.5 Die Abnahme soll nicht hinausgeschoben werden, wenn es sich nur um Fehler handelt, die den Betrieb des Bauwerks nicht behindern. Sie gilt dann unter dem Vorbehalt, daß der Auftragnehmer die Mängel innerhalb einer angemessenen Frist beseitigt.

4.6 Der Auftraggeber kann auf seine Kosten eine Probelastung der Stahlbauwerke vornehmen, die entsprechend den Annahmen der Festigkeitsberechnung durchzuführen ist.

4.7 Zu den Belastungsversuchen ist der Auftragnehmer rechtzeitig einzuladen. Die Einzelheiten werden mit ihm vereinbart.

4.8 Bei den Belastungsversuchen werden die elastischen und bleibenden Formänderungen ermittelt.

4.9 Bleibt nach Entfernung der ersten Probelast nur eine geringe Formänderung des Gesamtbauwerks, aber keine Verbiegung an Streben, Trennung an Verbindungsstellen oder dgl., so läßt dies nicht auf mangelhafte Ausführung schließen, doch dürfen bei wiederholten gleich großen Belastungen keine weiteren bleibenden Formänderungen hinzutreten.

4.10 Übersteigt die gemessene elastische Formänderung die rechnerisch bestimmte, so darf daraus nur dann auf eine mangelhafte Ausführung geschlossen und der Auftragnehmer dafür verantwortlich gemacht werden, wenn nachweislich das Übermaß der elastischen Formänderung in Mängeln der Arbeit seinen Grund hat. Hat der Auftragnehmer die Festigkeitsberechnung geliefert, so ist er auch für Mängel verantwortlich, die auf Fehlern dieser Berechnung beruhen.

4.11 Für das Ergebnis der Belastungsversuche sind Temperaturunterschiede und ungleichmäßige Erwärmung durch die Sonne sowie Senkung oder Ausweichen der Widerlager oder Pfeiler zu berücksichtigen.

4.12 Stellen sich Mängel des Bauwerks erst bei dem Belastungsversuch ein, so gilt sinngemäß Abschn. 3.64.

4.13 Bei Behältern für Flüssigkeiten oder Gase hat der Auftragnehmer auf Verlangen die Dichtigkeit durch eine Probe nachzuweisen. Den Füllstoff stellt der Auftraggeber frei Verwendungsstelle zur Verfügung.

5. Nebenleistungen.

Durch die Preise des Angebots sind folgende Nebenleistungen, wenn sie gefordert werden, mit abgegolten:

5.1 Anfertigung der für die Ausführung notwendigen Werkstattzeichnungen, die nach DIN 1960 § 20 und DIN 1961 § 3 geistiges Eigentum des Urhebers bleiben.

5.2 Das Wägen der Stahlteile,

5.3 Herstellen der Formen für Gußstücke,

5.4 Lieferung und Ausführung aller zu den Verbindungen nötigen Niete, Schrauben, Klemmen, Laschen, Anker usw., nicht aber die Baustoffe zur Verankerung im Mauerwerk oder Untergießen der Lager, Zement, Gips oder Abdichtung (mit Blei vergießen, vgl. auch 3.76),

5.5 Vorhalten und Instandhalten sämtlicher nach Art und Umfang der Arbeiten üblichen und notwendigen Gerüste, Geräte, Werkzeuge sowie Arbeitsmaschinen,

5.6 Reinigen der Stahlteile und der Anstrich der Berührungsflächen verbundener Stahlteile vor dem Zusammensetzen und

5.7 alle Aufräumarbeiten, namentlich die Entfernung der Gerüste, und die Beseitigung aller durch die Aufstellung der Stahlbauwerke entstandenen Veränderungen und Schäden am Bau selbst oder an den benachbarten Grundstücken innerhalb einer angemessenen Frist.

6. Aufmaß und Abrechnung.

6.01 Abgerechnet wird, wenn nicht eine Pauschsumme vereinbart ist, nach dem Gewicht. Das der Abrechnung zu Grunde zu legende Gewicht wird, falls nicht die Ermittlung durch Berechnung ausdrücklich vereinbart wurde, durch Wägen bestimmt.

6.02 Wird nach dem berechneten Gewicht bezahlt, so werden die Gewichte nach den Raumeinheitengewichten ermittelt. Als Raumeinheitengewichte sind anzunehmen:

für Flußstahl, geschmiedeten Stahl und Stahlguß	7,85 t/m ³
für Grauguß	7,25 t/m ³
für Blei	11,40 t/m ³

6.03 Für Form- und Stabstähle werden die Einheitsgewichte der deutschen Normalprofile oder für abweichende Formen die dem Profilbuche des liefernden Hüttenwerkes entsprechenden Einheitsgewichte angenommen. Für Form- und Stabstähle und Flachstähle bis 180 mm Breite wird die größte Länge angerechnet, für breitere Flachstähle und Bleche die Fläche des kleinsten, umschriebenen, aus geraden oder nach außen gekrümmten Linien bestehenden Vielecks, das keine einspringenden Ecken hat. Bei hochkantig gebogenen Flachstählen und Blechen wird als Begrenzungslinie auf der hohl gekrümmten Seite nicht die Sehne, sondern die durch das Biegen gewonnene gekrümmte Kante eingeführt.

6.04 Um die Übergewichte der Walzerzeugnisse gegenüber den Regelgewichten zu erfassen, wird ein Zuschlag von 1% vergütet, wenn nach berechnetem Gewicht abgerechnet wird.

6.05 Für das Gewicht der Nietköpfe und Schweißnähte werden folgende Zuschläge gemacht:

6.051 Brückenartige Bauwerke. Für Überbauten mit fachwerkartigen Hauptträgern 3% des Stahlgewichtes des ganzen Überbaus, für Überbauten mit vollwandigen, genieteten Hauptträgern sowie mit solchen aus Walzträgern und mit besonderen Fahrbahnträgern 2% des Stahlgewichtes des ganzen Überbaus und für Überbauten mit Hauptträgern aus Walzträgern mit Verbänden, aber ohne besondere Fahrbahnträger, 1% des Stahlgewichtes des ganzen Überbaus.

6.052 Andere Bauwerke. Wenn keine andere Vereinbarung getroffen ist, wird bei allen anderen Stahlbauwerken für die Nietköpfe und Schrauben ein Zuschlag von 3% des gesamten Walzstahlgewichts berechnet.

6.053 Geschweißte Bauwerke. Bei geschweißten Stahlbauwerken wird für die Schweißnaht ein Gewichtszuschlag von 1½% berechnet.

6.06 Gußteile, deren Gewicht umständlich zu berechnen ist, werden nach der Stückzahl oder nach dem durch Wägen festgestellten Gewicht bezahlt.

6.07 Für den Zinküberzug verzinkter Teile wird ein Durchschnittsgewicht von 0,6 kg für das Quadratmeter jeder Seite angenommen.

6.08 Wird die ganze Abrechnung nach dem auf der Waage ermittelten Gewicht gemacht, so sollen sämtliche Bauteile verwogen werden. Von gleichen Teilen braucht nur eine Anzahl verwogen zu werden, über die sich der Abnahmebeauftragte mit dem Auftragnehmer verständigt.

6.09 Alle Wägungen sollen in Gegenwart eines Beauftragten des Auftraggebers oder mit Einverständnis des Auftraggebers durch einen vereidigten Wiegemeister des Werkes oder auf einer öffentlichen Waage geschehen.

6.10 Abnahme und Abrechnung der Arbeiten sowie die Zahlungen finden innerhalb der vereinbarten Fristen statt.

MENCK - Mitteilung

Hamburg-Altona, Februar 1952

Wichtig für die Leistung ist das richtige Abstimmen von Baggergröße und Fördermittel. Mehr und mehr bewährt sich dabei der gleislose Betrieb.

Im vorgesprengten Fels in Italien beschäftigt der abgebildete Menck-Bagger »M 75« drei schnelle 2,5 cbm-Transportwagen. Diese kippen das Gestein fast pausenlos in einen 100m entfernten Backenbrecher.

Ein Bagger von vielen der

MENCK & HAMBROCK-GMBH



Allgemeine Baugesellschaft



LENZ & CO.
AKTIENGESELLSCHAFT

Zweigniederlassung
Dortmund
Ruf 40327/28

Büro: Köln Ruf 24573,
Essen Ruf 73779, Hagen Ruf 49 84

**HOCH- UND TIEFBAUTEN
WASSERBAUTEN** aller Art
STAHLBETON - SPANNBETON

Hauptverwaltung Hamburg

Berlin - Braunschweig - Bremen - Frankfurt - Hannover
Kiel - Osnabrück - München - Würzburg - Nürnberg
Regensburg



ERHARD ARMATUREN

Seit 80 Jahren

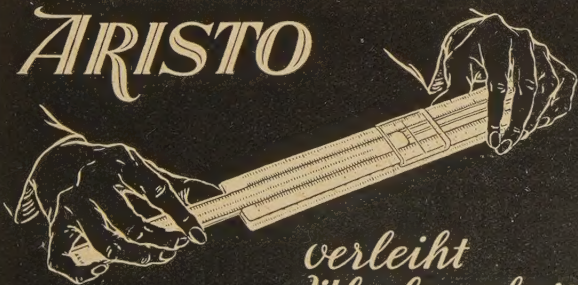
Wir liefern Armaturen für:

- Wasser
- Gas
- Dampf
- Heizung
- Öl
- Säure
- Turbinenschieber
- Meßringschieber
- Talsperrenschieber



DER SCHLÜSSEL ZUR BETRIEBSSICHERHEIT
Johannes Erhard · Inh. H. Waldenmaier · Südd. Armaturenfabrik · Heidenheim/Brenz

ARISTO



*verleiht
Überlegenheit*

DENNERT & PAPE · HAMBURG-ALTONA

Konservierung

von

Stahlwasserbauten

im Spezial-Heißenstrichverfahren
mit „Tenax“-Lösung schwarz
und „Ferroid“-Bitumen-Emaille

C. FR. DUNCKER & CO.

HAMBURG 1, Mönckebergstr. 31, Telefon 32 07 03

STELLENANGEBOTE

Bauingenieure

(mit Erfahrung und auch Anfänger) für Planung von Kraftwerksanlagen sowie für Bauleitung gesucht. Bewerbungen sind zu richten unter „Der Bauingenieur 416“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

Bauingenieur (oder Dipl.-Ing.)

mit Erfahrung in Bauleitung und Kalkulation zur Unterstützung der Geschäftsführung von Großbauunternehmung nach Norddeutschland gesucht.

Angebote unter „Der Bauingenieur 431“ an den SPRINGER-VERLAG, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

Beim **Tiefbauamt der Stadt Koblenz** sind folgende Stellen zu besetzen:

1 Dipl.-Ing. oder Bau-Ing.

mit ausreichender Erfahrung in der Aufstellung von statischen Berechnungen und Entwürfen auf dem gesamten Bauingenieurwesen. Es kommen nur Bewerber in Frage die über mehrjährige Praxis verfügen;

1 Bauingenieur

mit langjähriger Berufspraxis und Erfahrung in Entwurfsbearbeitung, Aufstellung von Angeboten und Kostenanschlägen sowie im Abrechnungswesen.

Vergütung für beide Stellen erfolgt nach TO. A.

Gesuche sind mit den Bewerbungsunterlagen dem **Oberbürgermeister der Stadt Koblenz, Personalamt**, bis zum 1. April 1952 einzureichen. Bewerber gemäß Art. 131 C.G. werden bevorzugt. Persönliche Vorstellung nur nach Aufforderung.

Größeres süddeutsches Werk der eisenverarbeitenden Industrie**sucht Oberingenieur**

für die Leitung des technischen Büros für Stahlhoch- und Brückenbau, außerdem **ersten Stahlbau-Konstrukteur** (Kommissionsführer). Bei beiden Herren wird langjährige Erfahrung im Entwurf und der Berechnung von Stahlhoch- und Brückenbauten vorausgesetzt.

Ausführliche Bewerbung mit handschriftlichem Lebenslauf, Lichtbild, technischem Werdegang und Angabe des frühesten Eintritts unter „Der Bauingenieur 403“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

Bauführer

mit Erfahrung in der Führung eines mittl. Tiefbaubetriebes (Straßenbau, Erdarbeiten mit Baggereinsatz u. a. m.) gewandt im Verkehr mit Behörden, in Kalkulationen usw. zum baldigen Eintritt nach Mittelbaden gesucht.

Angebote unter „Der Bauingenieur 443“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

STELLENGESUCHE

Diplom-Ingenieur

für Hoch- und Tiefbau, 45 Jahre, 22 Jahre Großbaustellenpraxis, beste Referenzen, in ungek. Stellung, sucht leitende Stelle als Bauleiter in Westdeutschland. Nur solid gegründete Betriebe kommen in Frage.

Gefl. Zuschriften unter „Der Bauingenieur“ 429 an d. Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

Tagung

des

Deutschen Betonvereins

vom 7. — 9. 5. 52 in Berlin

Als Sonderheft erscheint Heft 5 vom Mai 1952. Ausgewählte Fachaufsätze, die sich mit dem Betonbau befassen, werden dieses Heft sehr interessant gestalten. Allen Firmen, die auf dem Gebiet des Betonbaus tätig sind, bietet Heft 5 eine besondere Werbemöglichkeit.

Anzeigenschluß: 28. April 1952

Tagung

des

Deutschen Stahlbauverbandes

am 29. u. 30. 5. 52 in München

Heft 6 vom Juni 1952 ist als Sondernummer dafür vorgesehen. Auf diese Ausgabe wird sich die Werbung aller Firmen, die mit dem Stahlbau verbunden sind, besonders konzentrieren. Diese wichtigste Ausgabe des Jahres findet überall starke Beachtung.

Anzeigenschluß: 19. Mai 1952

Inhaltlich auf die Tagung abgestimmt
erscheinen diese Ausgaben mit einer Auflage von 4000 Exemplaren.
Wir bitten um rechtzeitige Aufgabe Ihrer Anzeigen!

DER BAUINGENIEUR

Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, Telefon: Sammelnummer 24 92 51

Lieferfirmen der Bauindustrie



Pelikan Graphos

Der Füllhalter mit auswechselbaren Stahlfedern für Kurrent- und technisches Zeichnen. Ausführliches Prospekt auf Wunsch.

GÜNTHER WAGNER · HANNOVER

Wirtschaftliches Betonieren mit:

CEROC BETON-BELÜFTUNGSMITTEL

NOVOC BETON-VERFLÜSSIGER

WUNNERSCHE BITUMEN-WERKE GMBH UNNA



Drehofen-Gips

Gebr. Knauf

Westdeutsche Gipswerke Jnhofen.

Tricosal S III

Flüssig und in Pulverform. Mörtel und Beton wird plastisch, leicht verarbeitbar, wasserdicht.

Tricosal S III reguliert Abbindezeit, ergibt öl- und wasserdichten Mörtel, ermöglicht Winterarbeit.

Chemische Fabrik Grünau A.G.
Illertissen / Bayern

Streckmetall

für Gitter und Beläge
für Bauzwecke
als Putzträger und Betoneinlage



SCHUCHTERMANN & KREMER-BAUM

Aktiengesellschaft für Aufbereitung
DORTMUND · Telefon Sa.-Nr. 30651

STÖHR-FÖRDERBÄNDER



WILHELM STÖHR
OFFENBACH-MAIN



SPEZIALFABRIK FÜR
TRANSPORTANLAGEN



J. Ferbeck & Cie., Industriebau

Aachen Lemgo (Lippe) Mülheim (Ruhr)
Wallstr. 23 Am Wasserturm Ruhrorter Str. 122

Schornsteinbau, Kesseleinmauerungen
Feuerungsbau, Eisenbetonbau

DACHPLATTEN AUS NATURBIMS



HEIMBACHWERKE GEGR. 1898

BIMSBAUSTOFF-GESELLSCHAFT M.B.H. NEUWIED

Schleusen- und Hafenausrüstungen

Wir liefern nach eigenen Konstruktionen und Patenten:

- Haltekreuze für Betonschleusen, 3/30 t Trossenzug,
- Haltekreuze für Spundwandschleusen,
- Halteringe bis 30 t Trossenzug,
- Haltepoller, Schwimmpoller, Steigeleitern, Kantenschutzseilen.

Allein von den Haltekreuzen Bauart „Oblonga“ (DRP) wurden bis jetzt über 5000 Stück eingebaut. Fordern Sie bitte Prospekt und Preise an. — Zahlreiche Referenzen stehen zur Verfügung.

G. L. REXROTH

Lohr/Main, Lohrer Eisenwerk G.m.b.H.

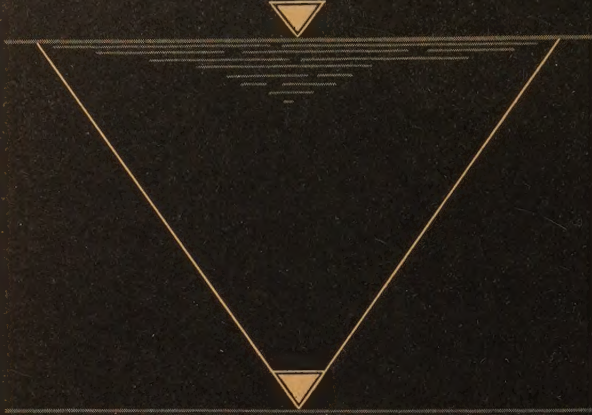
**DER
FACHMANN
NIMMT...**

**PLASTIMENT
PLASTOCRETE
B I N D A
BETOWA**

Die unentbehrlichen Zusatzstoffe
für
BETON u. MÖRTEL

PLASTIMENT GMBH
K A R L S R U H E

**GRUNDWASSER
ABSENKUNG**




JOHANN KELLER
GEGR. 1860

RENCHEN-BD. FRANKFURT-MAIN HAMBURG

Umhüllte
SCHWEISS-ELEKTRODEN
SCHWEISS-TRANSFORMATOREN
mit stufenloser Regelung



SCHORCH
Schorch-Werke A.G. Rheydt

Diesem Heft liegen zwei Prospekte des Springer-Verlages, Berlin · Göttingen · Heidelberg, bei.

Für den Textteil verantwortlich: Professor Dr.-Ing. F. Schleicher, Dortmund; für den Anzeigenteil: Hans-Georg Halfter, Berlin W 35, Reichpietsch-
ufer 20. — Druck: Hempel & Co., Deutsche Zentraldruckerei A.-G., Berlin SW 11, Dessauer Straße 7. — Reg.-Nr. 115.
Springer-Verlag, Berlin · Göttingen · Heidelberg. — Printed in Germany.